

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Návrh dřevo-betonové mostní konstrukce malého rozponu

Design of wood-concrete bridge construction of small span

Student:

Radim Mach

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Roman Fojtík, Ph.D.

Ostrava 2018

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením Ing. Romana Fojtíka Ph.D. a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 4. 5. 2018

.....
podpis studenta

Prohlašuji:

- byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 4. 5. 2018

.....
podpis studenta

Anotace

Dřevo je přírodní a ekologický materiál, který má své nezastupitelné místo ve stavebnictví. Obliba jeho využití ve stavebních konstrukcích v poslední době narůstá, proto jsem se v rámci své bakalářské práce rozhodl právě pro tento jedinečný materiál.

Cílem této bakalářské práce je návrh silničního dřevo-betonového spřaženého mostu, který nahradí vrchní stavbu stávajícího již nevyhovujícího mostního objektu. Mostní objekt se nachází v okrese Prachatice a převádí komunikaci číslo 14213 přes Dubský potok v Bohunicích.

Práce popisuje problematiku dřevo-betonových mostních konstrukcí, volbu vhodného konstrukčního řešení, návrh nové konstrukce mostu, výpočet zatížení z kombinace zatěžovacích stavů a posouzení jednotlivých prvků a detailů konstrukce. Součástí této práce je rovněž výkresová dokumentace.

Klíčová slova

Dřevěný most, spřažená konstrukce, dřevo-beton, silniční most, numerický model

Annotation

Wood is a natural and environmentally friendly material that has its irreplaceable place in the construction industry. Since popularity of its use in building structures has been increasing in recent years, I have decided to focus on this unique material in my bachelor thesis.

The aim of this bachelor thesis is the design of a timber-concrete road bridge that replaces the upper structure of existing bridge structure that is no longer sufficient. The bridge structure is located in Prachatice district and on the road 14213 via Dubský potok in Bohunice.

Thesis deals with issues regarding timber-concrete bridge structures, a suitable design solution, the design of a new bridge construction, the load calculation from a combination of load cases and the assessment of individual structural elements and details of the structure. Part of this work is also drawing documentation.

Key words

Timber bridge, composite structure, timber-concrete, road bridge, numerical model

OBSAH

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ	11
1 ÚVOD	13
1.1 Historie dřevěných mostních konstrukcí [1]	13
1.2 Současnost dřevěných mostních konstrukcí	16
1.3 Typy dřevěných lávek a mostů	17
1.3.1 Trámové mosty a lávky	17
1.3.2 Příhradové mosty a lávky	17
1.3.3 Obloukové mosty a lávky	18
1.3.4 Visuté lávky	18
2 DŘEVO-BETONOVÉ KONSTRUKCE	19
2.1 Dřevo	19
2.2 Beton	20
2.3 Spřahující prostředky	20
2.4 Návrh dle Eurokódů	21
3 POPIS STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE	21
3.1 Informace o stávajícím mostu	22
3.2 Spodní stavba	22
4 VARIANTY ŘEŠENÍ	23
4.1 Varianta 1: Dřevo-betonový T-průřez	23
4.2 Varianta 2: Dřevo-betonový deskový most	24
4.3 Varianta 3: Dřevo-betonový most s předpjatou lamelovou deskou	24
4.4 Porovnání variant	25
5 NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE	26
5.1 Dřevěný profil	26
5.2 Železobetonová deska	26
5.3 Spřahovací prostředky	27
5.4 Příčné uspořádání	28

5.5	Vozovka	29
5.6	Ložiska	29
5.7	Mostní závěr	29
6	STANOVENÍ ZATÍŽENÍ	29
6.1	Stálá zatížení	29
6.1.1	Vlastní tíha	29
6.1.2	Zábradlí	29
6.1.3	Římsa	30
6.1.4	Vozovka a spádová vrstva	30
6.2	Zatížení dopravou	30
6.2.1	Model zatížení 1 (LM1)	30
6.2.2	Model zatížení 2 (LM2)	32
6.2.3	Model zatížení 4 (LM4)	32
6.2.4	Brzdné a rozjezdové síly	32
6.3	Proměnná zatížení	33
6.3.1	Zatížení sněhem	33
6.3.2	Zatížení větrem	33
6.4	Kombinace zatížení	36
7	VÝPOČET MOSTU	37
7.1	Výpočtový model	37
7.1.1	Varianta 1	37
7.1.2	Varianta 2	38
7.1.3	Výběr vhodnějšího modelu	40
7.1.4	Závislost průhybu konstrukce na tuhosti spřahovacího prostředku	40
7.2	Zatěžovací stavy	41
7.3	Porovnání lineárního a nelineárního výpočtu	48
7.4	Modální výpočet	48
8	POSUDEK NOSNÉ KONSTRUKCE	50

8.1	Návrhové hodnoty vlastností materiálů	50
8.2	Vliv trvání zatížení a vlhkosti na deformace	51
8.3	Určení spolupůsobící šířky	51
8.4	Stanovení účinné ohybové tuhosti dřevo-betonové konstrukce	53
8.5	Normálové napětí.....	54
8.6	Smykové napětí.....	55
8.7	Posouzení spojovacího prostředku.....	55
8.8	Posouzení železobetonové desky.....	55
8.9	Posouzení mezního stavu použitelnosti	56
9	EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘENÍ ALTERNATIVNÍHO ŘEŠENÍ.....	57
10	ZÁVĚR	59
11	SEZNAM OBRÁZKŮ	61
12	SEZNAM TABULEK.....	62
13	POUŽITÁ LITERATURA A NORMY	63
14	POUŽITÉ VÝPOČTOVÉ A GRAFICKÉ PROGRAMY	64
15	SEZNAM PŘÍLOH.....	64

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ

A	plocha průřezu
E_{cm}	střední hodnota modulu pružnosti betonu
E_{mean}	průměrná hodnota modulu pružnosti
$E_{mean,fin}$	konečná průměrná hodnota modulu pružnosti
F	síla
G_{mean}	průměrná hodnota modulu pružnosti ve smyku
$G_{mean,fin}$	konečná průměrná hodnota modulu pružnosti ve smyku
K_{ser}	modul prokluzu pro mezní stav použitelnosti
$K_{ser,fin}$	konečný modul prokluzu pro mezní stav použitelnosti
K_u	modul prokluzu pro mezní stav únosnosti
L	rozpětí
MSP	mezní stav použitelnosti
$MSÚ$	mezní stav únosnosti
a	vzdálenost
b	šířka
b_{ef}	účinná šířka
b_{eff}	spolupůsobící šířka betonové desky
b_w	šířka zatížené plochy na dotykovém povrchu vozovky
$b_{w,middle}$	šířka zatížené plochy ve středu desky mostovky
c_{min}	minimální krycí vrstva s přihlédnutím k soudržnosti
c_{nom}	jmenovitá hodnota tloušťky betonové krycí vrstvy
d	průměr vrutu
f	frekvence
$f_{ax,k}$	charakteristický parametr na vytažení pro hřebíky
f_{bd}	návrhová hodnota mezního napětí v soudržnosti
$f_{c,90,d}$	návrhová pevnost dřeva v tlaku kolmo k vláknům
$f_{c,90,k}$	charakteristická pevnost dřeva v tlaku kolmo k vláknům
f_{cd}	návrhová válcová pevnost betonu tlaku
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu tlaku
f_{cm}	charakteristická krychelná pevnost betonu tlaku
f_{ctd}	návrhová pevnost betonu v tahu
f_{ctm}	charakteristická pevnost betonu v tahu

$f_{m,d}$	návrhová pevnost dřeva v ohybu
$f_{m,k}$	charakteristická pevnost dřeva v ohybu
$f_{t,0,d}$	návrhová pevnost dřeva v tahu rovnoběžně s vlákny
$f_{t,0,k}$	charakteristická pevnost dřeva v tahu rovnoběžně s vlákny
$f_{v,d}$	návrhová pevnost dřeva ve smyku
$f_{v,k}$	charakteristická pevnost dřeva ve smyku
f_{yd}	návrhová hodnota meze kluzu oceli
f_{yk}	charakteristická hodnota meze kluzu oceli
h	výška nosníku
k_{def}	součinitel dotvarování
k_{mod}	modifikační součinitel zohledňující vliv trvání zatížení
$l_{bd,rqd}$	základní kotevní délka
l_{ef}	efektivní délka prutu
n	počet spojovacích prostředků
t	tloušťka
w_{fin}	čistý konečný průhyb
w_{inst}	okamžitý průhyb
$w_{net,fin}$	konečný průhyb
ΔC_{dev}	přídavek pro návrhovou odchylku
α	regulační součinitel pro LM1
β	regulační součinitel pro LM2
γ_c	součinitel spolehlivosti materiálu
γ_m	součinitel vlastnosti materiálu
μ_1	vliv soudržnosti
μ_2	vliv průměru prutu
π	Ludolfovo číslo
ρ_c	hustota betonu
ρ_k	hustota dřeva
ψ_2	součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

1 ÚVOD

Dřevo je jedním z prvních stavebních materiálů, který používali již naši předci. Díky svému příjemnému vzhledu přímo vybízí k užití tohoto přírodního materiálu v prostorech, kde bydlíme a pracujeme.

Dřevo je jedna z mála obnovitelných surovin s velmi dobrou dostupností a zápornou produkcí skleníkových plynů CO₂. Použití dřeva jako hlavního nosného prvku může stavbu výrazně zlevnit oproti dnes běžně používaným materiálům. Přes svou nízkou hmotnost má dřevo velmi dobrou odolnost v tahu i tlaku, a to z něj dělá vhodný materiál pro stavební konstrukce. Za zmínku také stojí dobrá životnost, lehkost prefabrikace a provádění spojů.

Předmětem této bakalářské práce je návrh a vytvoření numerického modelu dřevo-betonové mostní konstrukce malého rozponu pro silniční dopravu. Také bude proveden posudek vybraných částí konstrukce, výkresová dokumentace a experimentální část.

1.1 Historie dřevěných mostních konstrukcí [1]

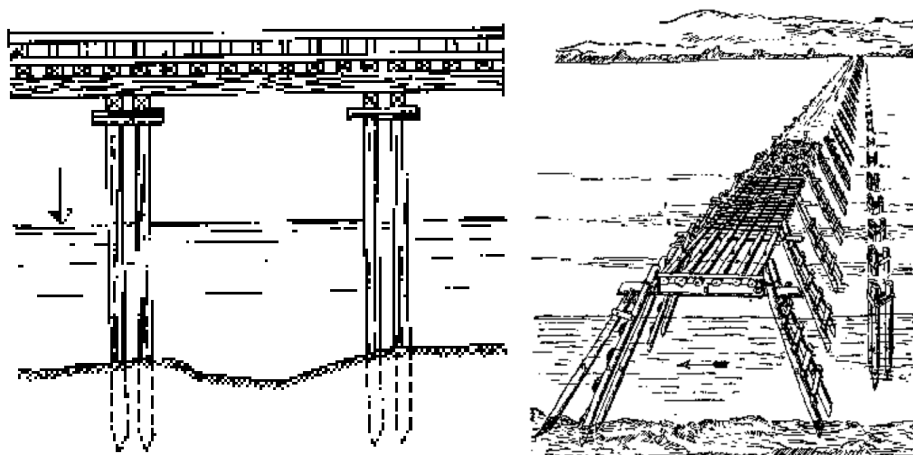
Již od nepaměti mělo lidstvo potřebu překonávat velké vzdálenosti (například za obchodem). Při budování obchodních cest se ale naráželo na nejrůznější překážky jako jsou vodní toky a nerovnosti terénu. K překonání těchto překážek začali lidé stavět nejrůznější mosty a dřevo bylo pravděpodobně první materiál použitý pro konstrukci mostních konstrukcí.

Již antický historik Herodotos popisoval starověký most, který překlenuval řeku Eufrat, kde jako podpory sloužily kamenné pilíře. V této době se také začaly objevovat pontonové mosty. Tento typ mostu byl používán v 5. století př. n. l. během řecko-perských válek a dosahoval délky až 1500 metrů (byl složen z 674 pontonů).



Obrázek 1: Pontonový most ze starověku

Také Římané byli vynikající stavitelé. První známý most postavený Římany byl Pons Sublicius – dřevěný trámový most postavený v Římě přes Tiberu v roce 625 př. n. l. Po podmanění Galie v roce 55 př. n. l. nechal Gaius Julius Caesar vybudovat dřevěný trámový most přes řeku Rýn, který měl sloužit pro trestnou výpravu proti germánským kmenům. Později Římané do poloviny most zbourali a pro výstrahu germánským kmenům byla na konci mostu vybudována strážná věž [2].



Obrázek 2: Pons Sublicius (vlevo) a Caesarův most přes řeku Rýn (vpravo)

Mostní konstrukce ve středověku nedosahovaly takové úrovně jako mosty postavené starověkými staviteli. I když bylo postaveno mnoho mostů, bohužel se do dnešní doby nedochovaly. S nástupem vrcholného středověku se umění stavitelů zdokonaluje, například trámový dřevěný most Kapellbrücke v Lucernu z roku 1333 je toho důkazem. Tento krytý most musel být několikrát obnovován, naposled po požáru v roce 1993, nyní má délku 204 metrů a skládá se ze 26 polí s maximálním rozpětím 13,5 metrů.



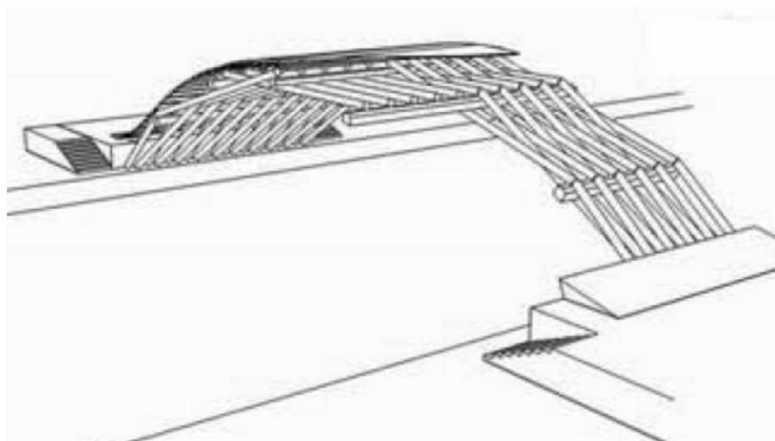
Obrázek 3: Most KapellBrücke v Lucernu

Velmi promyšlené systémy mostních konstrukcí měli stavitelé v období renesance, některé jejich konstrukční systémy se používají dodnes. Do současnosti se zachoval zastřešený dřevěný most z roku 1567 Ponte deli Alpini u Bassana.



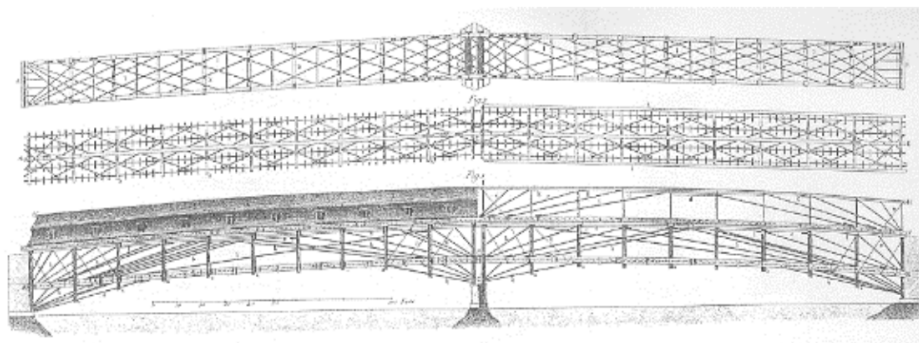
Obrázek 4: Ponte deli Alpini

Již před 900 lety se v Číně stavěly jedinečné dřevěné mosty speciální obloukové konstrukce (tzv. „Duhový most“). Po celé Číně bylo postaveno stovky těchto mostů, ať už zastřešených nebo nezastřešených. Příkladem této mostní konstrukce je most Xidong z roku 1746 o rozpětí téměř 26 metrů.



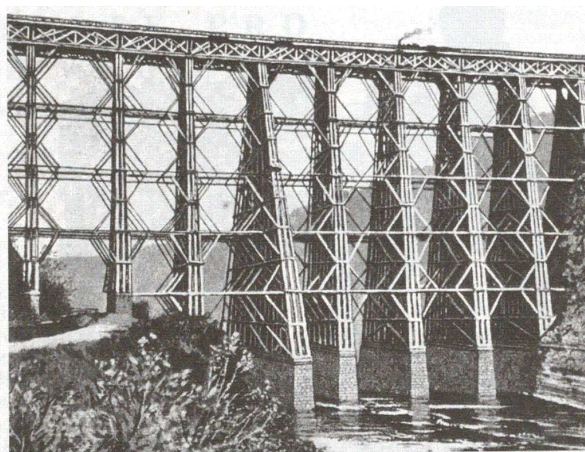
Obrázek 5: Duhový most Xidong

Jedním z nejznámějších dřevěných mostů je most přes řeku Rýn u Schaffhausenu ve Švýcarsku, který navrhl a postavil tesařský mistr Grubermann. Ten, po dokončení mostu, dokázal své mistrovství odebráním střední podpory. Tím se z konstrukce stal jednopólový most o rozpětí 110 metrů.



Obrázek 6: Most u Schaffhausenu

S rozvojem železničních tratí v 19. století se začaly stavět také železniční mosty, které byly původně postaveny i ze dřeva. Příkladem dřevěné železniční mostní konstrukce byl Portage Viaduct v USA. Jednalo se o příhradový trémový most o rozpětí 170 metrů a výšce 71 metrů, který byl podpírán pětipatrovou soustavou dřevěných podpěr.



Obrázek 7: Portage Viaduct

Kvůli rozvoji průmyslové výroby moderních materiálů došlo v první polovině 20. století k ústupu dřevěných konstrukcí. Ocel a také beton se stali nástupci dřevěných konstrukcí a mostů.

1.2 Současnost dřevěných mostních konstrukcí

V současné době je použití dřeva a materiálů na bázi dřeva velmi vhodné, a to zejména kvůli rostoucím požadavkům na ekonomiku, ekologii a estetiku. Současný trend udržitelného stavění s využitím obnovitelných stavebních materiálů přímo vybízí k použití dřeva a dřevěných materiálů.

V současnosti se dřevo jako stavební materiál pro lávky a mostní konstrukce užívá zejména ve Skandinávii, a to díky tomu, že je dřevo levná, dobře opracovatelná surovina s dobrou únosností vzhledem k její hmotnosti. Další výhodou použití dřeva je jeho obnovitelnost a záporná produkce skleníkových plynů.

1.3 Typy dřevěných lávek a mostů

1.3.1 Trámové mosty a lávky

Tento typ mostů se používá pro menší rozpětí do 25 metrů. Většinou jde o dvojici prostě uložených nebo spojitých přímých nosníků, mostovka může být dolní, mezilehlá i horní. Stabilitu zajišťují ocelové příčníky připojené ke trámům čelní deskou se svorníky.

Výhodou těchto konstrukcí je jednoduchost výstavby s minimem spojů. Pro zkrácení rozpětí hlavního nosníku je možné použít vřadlový nebo vzpěradlový konstrukční systém.



Obrázek 8: Trámový most

1.3.2 Příhradové mosty a lávky

Tato varianta trámových mostů se používá do rozpětí až 45 metrů. Klasicky se používají 2 příhradové nosníky s dolní, mezilehlou, ale i horní mostovkou, která umožňuje použití i více než 2 nosníků. U větších rozpětí kopírují příhradové nosníky průběhy ohybových momentů.

Výhodou příhradových konstrukcí je jejich tuhost, je však potřeba zajistit nosníky proti vybočení. Zvláštní pozornost by se měla rovněž věnovat návrhu trvanlivých spojů.



Obrázek 9: příhradová lávka

1.3.3 Obloukové mosty a lávky

Obloukové mosty se staví až do rozpětí 100 metrů, většinou jako staticky určité trojkloubové konstrukce s horní, dolní nebo mezilehlou mostovkou. Vyznačují se velkými tuhostmi, avšak za cenu náročnější a cenově nákladnější výroby a montáže. Stabilita oblouku musí být zabezpečena prostřednictvím ztužidel.



Obrázek 10: Obloukový most

1.3.4 Visuté lávky

U visutých lávek je zatížení na mostovce přenášeno zavěšenými nosnými lany do pylonů. Rozpětí těchto mostů bývá do 100 metrů. Výhodou takového typu lávek je překonání relativně velké vzdálenosti při malé konstrukční výšce. Visuté konstrukce mají obecně nízkou tuhost a důraz se tedy musí klást na vhodný tvar konstrukce, zejména aerodynamiku.



Obrázek 11: Visutá lávka

2 DŘEVO-BETONOVÉ KONSTRUKCE

Spřažením betonové desky a dřevěných nosníků docílíme spolupůsobení obou materiálů a využití jejich příznivých vlastností, přičemž negativní vlastnosti jsou potlačeny. Navrhuje se takový spřažený průřez, který dokáže zabezpečit výhody spřažení. Pro spřáhnutí dřevo-betonových konstrukcí se používají různé typy spřahovacích prostředků, které výrazně ovlivňují statické chování konstrukce.

Dřevo-betonové konstrukce poskytují mnoho výhod. Betonová deska je tuhá, nehořlavá a má nosnou, ochrannou a roznášecí funkci. Příspěvek betonové desky k odolnosti průřezu je závislý hlavně na tuhosti spřahovacích prvků. Dřevěné nosníky disponují vyšší ohybovou pevností a vhodnějším chováním při požáru. Dřevo-betonové konstrukce jsou vhodné u rekonstrukcí stropů, kde se zachovávají stávající dřevěné nosníky, které při spřažení s betonovou deskou zvýší svou únosnost a tuhost při malém zvýšení hmotnosti stropů. Konstrukce, které využívají dřevo-betonové průřezy, mají oproti dřevěným průřezům jednak zvýšenou únosnost a tuhost, ale i požární odolnost a lepší zvukovou neprůzvučnost. U mostních konstrukcí slouží betonová deska i jako ochrana dřevěných průřezů před vlhkostí a mechanickým poškozením.

Účinnost spřažení mezi dřevěnými nosníky a betonovou deskou závisí na druhu spřahovacího prostředku. Účinnost spřažení se dá rozdělit na poddajné, polotuhé a tuhé. Chování dřevo-betonových konstrukcí se nejvíce přibližuje poddajnému spřáhnutí. Tuhost konstrukce ovlivňují reologické podmínky prostředí, které značně ovlivňuje přerozdělení vnitřních sil a deformací v čase. Za zmínku také stojí dotvarování a rozdílná tepelná roztažnost dřeva a oceli, kdy při změnách teploty mohou v konstrukci vznikat nežádoucí tlakové, respektive tahové napětí.

Tuhé spřažení pokládáme za dokonalé spolupůsobení dřevo-betonové konstrukce, které umožňuje proudění smykových toků. Pro dosažení tuhého spřažení je tedy nutné mít dokonale tuhé a nepoddajné spojovací prostředky, čehož prakticky není u dřevo-betonových konstrukcí možné dosáhnout. Téměř tuhého spřažení lze dosáhnout pomocí kozlíků, ocelových zarážek, záchytek a kotev, použití těchto spojovacích prostředků je ale nevhodné.

2.1 Dřevo

V dřevo-betonových konstrukcích se využívá mnoho druhů dřevěných prvků. Jde zejména o prutové konstrukce, nejvíce se využívají hraněné prvky z rostlého řeziva. Další možností je použití lepeného lamelového dřeva, zde je velkou výhodou to, že lze

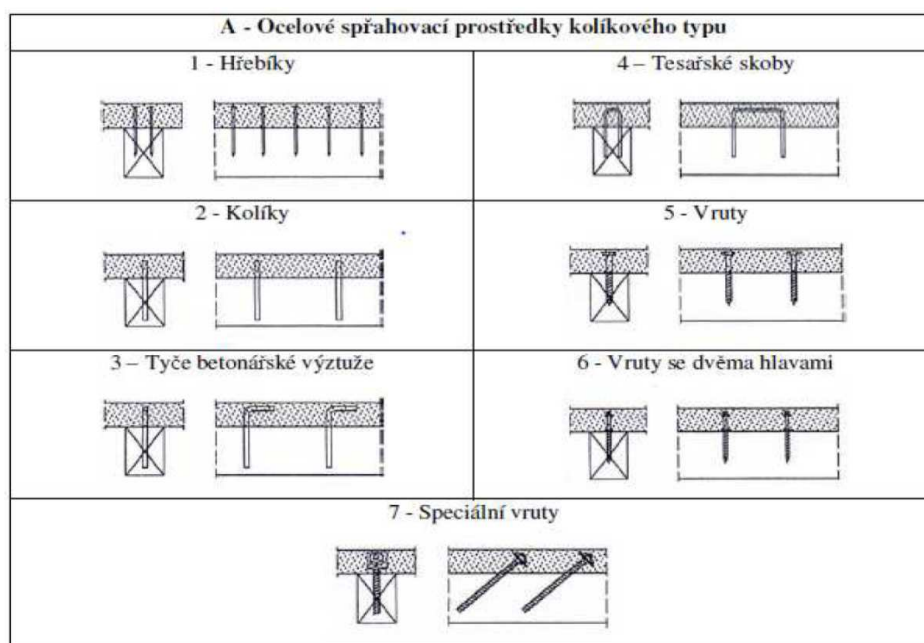
vyrobit teoreticky jakýkoliv tvar nosníku. Rozměry prutových prvků se určí ze statického výpočtu.

2.2 Beton

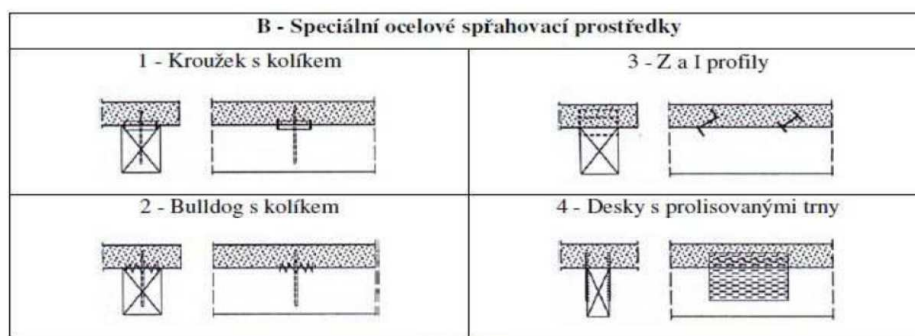
Beton je dalším důležitým prvkem pro spřažené dřevo-betonové konstrukce, tvoří horní desku, má tedy za úkol roznášet zatížení. Používá se více druhů betonů, především železobeton, případně lehčený beton. Tloušťka desky se určí podle statického výpočtu.

2.3 Spřahující prostředky

Pro dřevo-betonové konstrukce jsou spřahující prostředky velmi důležitým prvkem, který zajišťuje, jak moc bude betonová deska spolupůsobit s dřevěnými nosníky. Dnes se nejčastěji používají spřahující prostředky kolíkového typu (hřebíky, vruty, skoby), je ale možné i použití desek s prolisovanými trny [3], ozuby, zářezy, Bulldog atd. Počet a rozmístění spřahovacích prvků se určí pomocí statického výpočtu.



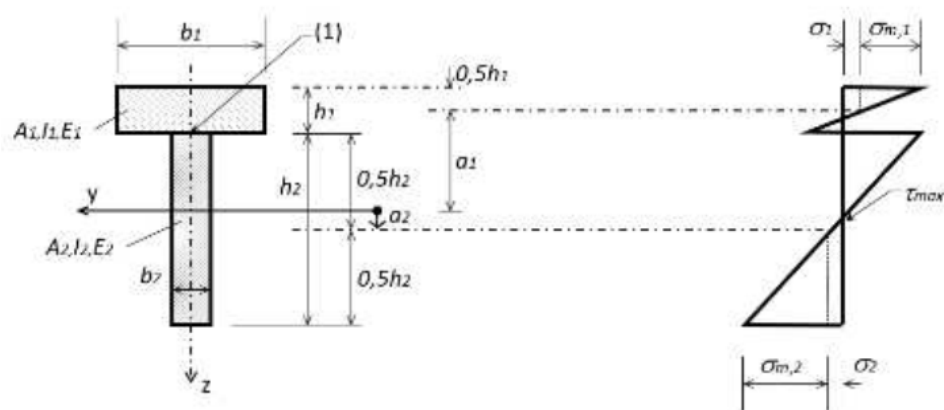
Obrázek 12: Ocelové spřahovací prostředky kolíkového typu



Obrázek 13: Speciální ocelové spřahovací prostředky

2.4 Návrh dle Eurokódů

Dřevo-betonové mostní konstrukce neřeší samostatná norma, proto se návrh těchto konstrukcí musí řešit pomocí kombinace norem: ČSN EN 1995-1-1 Navrhování dřevěných konstrukcí [4] (případně ČSN 73 1702 Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [5]), ČSN EN 1995-2 Navrhování dřevěných konstrukcí – Mosty [6] a ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí [7].



Obrázek 14: Průběh napětí v dřevo-betonovém průřezu

3 POPIS STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE

Předmětem této bakalářské práce je návrh jednopolového dřevo-betonového silničního mostu, který nahradí vrchní stavbu stávající, již nevyhovující železobetonové mostní konstrukce. Jedná se o most přes Dubský potok v obci Bohunice. Návrh nové mostní konstrukce bude proveden na stávající spodní stavbu, kdy bude nutno brát na zřetel zejména délku opěry, výšku závěrné zdi a na šířku úložného prahu.



Obrázek 15: Most přes Dubský potok

3.1 Informace o stávajícím mostu

Název mostu:	Most přes Dubský potok v obci Bohunice
Katastrální obec:	Bohunice
Okres:	Prachatice
Kraj:	Jihočeský
Pozemní komunikace:	silnice č. 14213
Předmět přemostění:	Dubský potok
Šikmost mostu:	90°
Světlost otvorů:	8,20 m
Délka přemostění:	9,50 m
Délka opěry:	6,20 m
Počet otvorů:	1

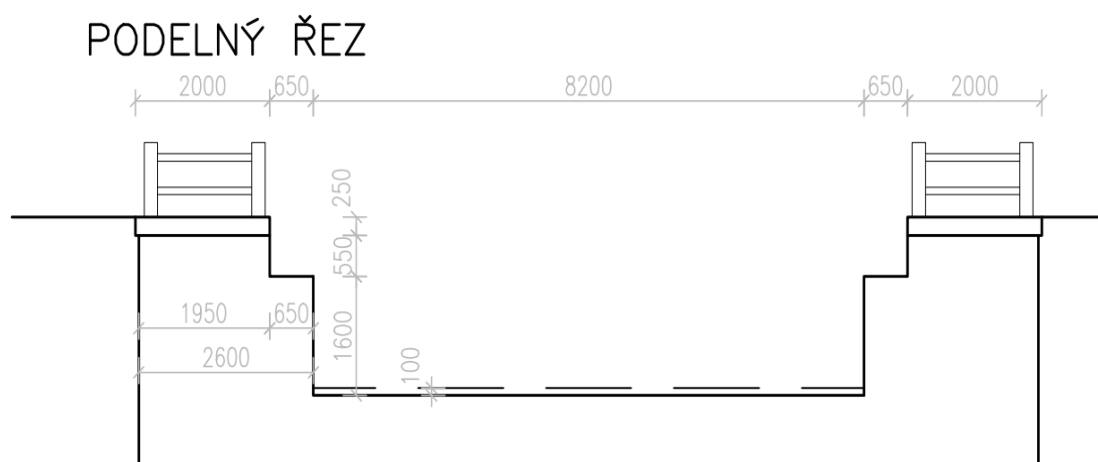
Veškeré informace a rozměry byly získány z mostního listu stavby.

Mostní konstrukce je ve velmi špatném stavu. Při poslední hlavní prohlídce byla navržena oprava ve formě celkové rekonstrukce mostu se sanací mostovky.

Dle názoru řešitele této bakalářské práce je mostní konstrukce degradována natolik, že sanace nebo rekonstrukce by byla jen dočasným řešením. Proto nahrazení stávající konstrukce výstavbou nové se jeví jako nejlepší řešení.

3.2 Spodní stavba

Mostní konstrukce je založená plošně. Mostní opěry charakteru masivních plných tížných zdí jsou betonové s kamenným obkladem. Zemní těleso je zajištěno rovnoběžnými křídly. Křídla jsou betonová s kamenným obkladem a mají společný základ s opěrami. V obou podpěrách jsou v kamenném obkladu vynechány drenážní otvory.



Obrázek 16: Náčrt spodní stavby mostu

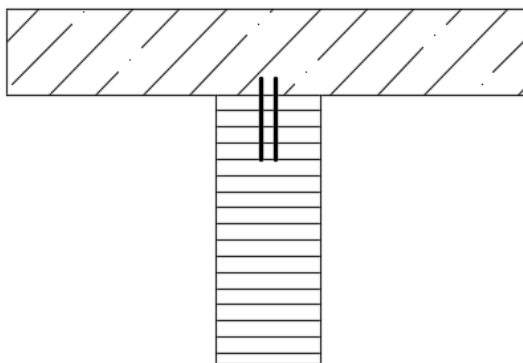
4 VARIANTY ŘEŠENÍ

Před samotným návrhem mostu je nutné určit vhodnou nosnou konstrukci, po které bude možno realizovat přemostění dopravy přes překážku. Spřažením betonu s dřevěnými nosníky získáme průřez odolný jak v tlačené oblasti díky betonu, tak i v tažené oblasti využitím dřevěného nosníku. Stávající opěry určují délku přemostění rovnou 9,5 metrů. Pro tuto vzdálenost přemostění jsou vhodné trémové, ale i deskové mostní konstrukce.

4.1 Varianta 1: Dřevo-betonový T-průřez

Varianta číslo 1 nabízí nosnou konstrukci pomocí T-průřezu, tedy dřevěný nosník nahoře spřažený s betonovou deskou. Tato varianta je v současnosti velice často využívána pro nosné konstrukce dřevo-betonových mostů a lávek.

Výhody:	jednoduché provedení konstrukce malý objem spotřebovaného materiálu – dřeva
Nevýhody:	velká konstrukční výška mostu obtížnější bednicí práce nižší únosnost možný vznik tahových napětí v betonu



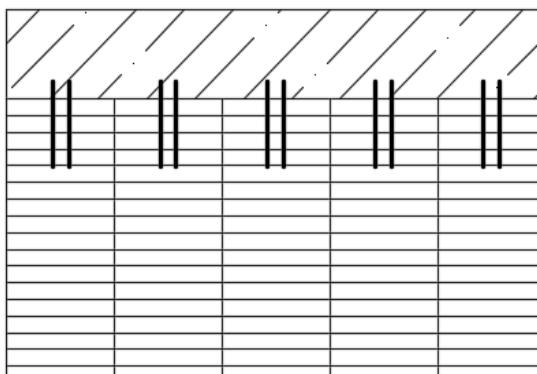
Obrázek 17: Varianta č. 1

4.2 Varianta 2: Dřevo-betonový deskový most

Varianta číslo 2 vychází z v minulosti používaných dřevo-betonových deskových mostů. Jedná se o dřevěné trámy položené vedle sebe. Díky spřažení s betonem se vlastnosti této mostní konstrukce pohybují mezi trémovým a deskovým mostem.

Výhody: menší konstrukční výška
 rychlé provedení konstrukce
 snadné bednicí práce

Nevýhody: velká spotřeba materiálu

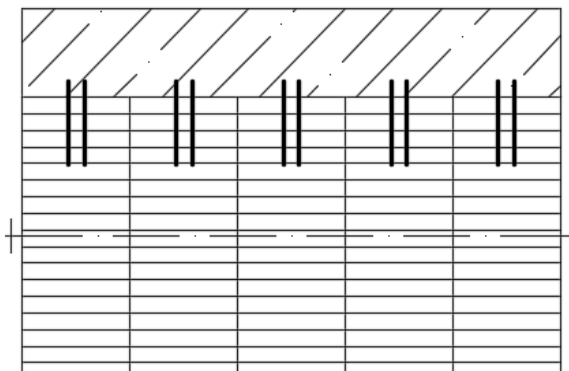


Obrázek 18: Varianta č. 2

4.3 Varianta 3: Dřevo-betonový most s předpjatou lamelovou deskou

Varianta číslo 3 využívá relativně nový koncept pro dřevěné mosty. Vnesením příčného předpětí do dřevěných nosníků se vytvoří dostatečné tření tak velké, že se nosníky chovají jako celek.

- Výhody: velká únosnost
 malá konstrukční výška mostu
 snadné bednicí práce
- Nevýhody: cenově náročné
 složité provedení konstrukce

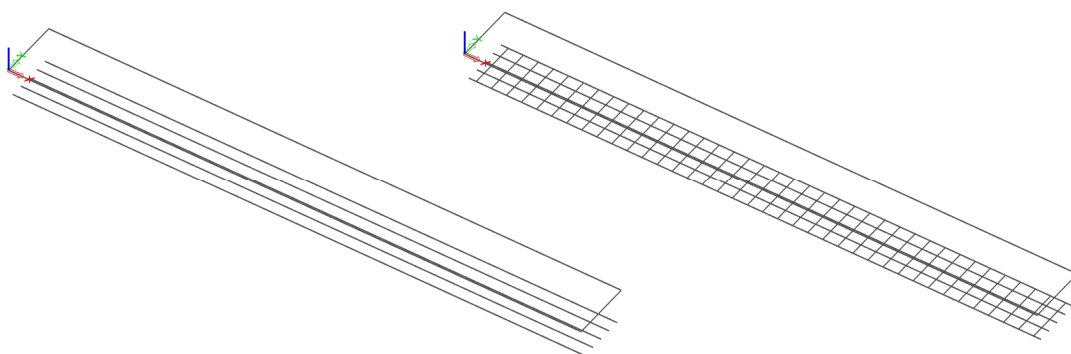


Obrázek 19: Varianta č. 3

4.4 Porovnání variant

Volba konstrukčního systému je závislá především na délce přemostění. V případě této řešené konstrukce vzniká i omezení světlé výšky mostu vyplývající z malé výšky závěrné zdi spodní stavby (Obrázek 16). Z toho vyplývá, že Varianta 1, která je charakteristická svou velkou konstrukční výškou, není pro tento případ vhodná.

V úvahu tedy přicházejí pouze Varianta 2 a Varianta 3. Pro porovnání těchto variant byly obě varianty vymodelovány v programu SCIA Engineer.



Obrázek 20: Varianta 2 (vlevo) a Varianta 3 (vpravo)

Varianta 2 byla vymodelována jako pruto-deskový model. Spřažení mezi betonem a dřevěnými nosníky bylo pro účel porovnání modelů vymodelováno pomocí tuhých ramen.

Varianta 3 se lišila od Varianty 2 pouze spojením dřevěných nosníků mezi sebou pomocí tuhých prutů, které měly simulovat účinek příčného spřažení dřevěných nosníků.

Modely obou variant byly zatíženy silou o stejné velikosti a poloze (bodovým zatížením uprostřed desky). Zkoumaly se deformace a napětí v obou modelech, výsledky je možné si prohlédnout v tabulce níže.

Tabulka 1: Porovnání Varianty 2 a 3

Zkoumané veličiny	Varianta 2	Varianta 3
Maximální průhyb [mm]	-36,9	-36,9
Max. tahové napětí – dřevo [MPa]	25,6	25,4
Max. tahové napětí – beton [MPa]	144,2	144,2
Max. tlakové napětí – beton [MPa]	-174,8	-174,8

Z tabulky je možné vydedukovat, že účinek příčného spřažení u dřevo-betonových konstrukcí nemá žádný vliv na zkoumané veličiny a také je i cenově náročnější. Varianta 3 je tedy neefektivní. Pro řešenou mostní konstrukci byla tedy zvolena Varianta 2.

5 NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

5.1 Dřevěný profil

Pro dřevěné nosníky bylo použito lepené lamelové dřevo z důvodu jeho tvarové variability. Třída pevnosti byla zvolena GL32h. Rozměry (i třída pevnosti) jsou u všech nosníků stejné, výška $h=560$ mm a šířka $b=200$ mm.

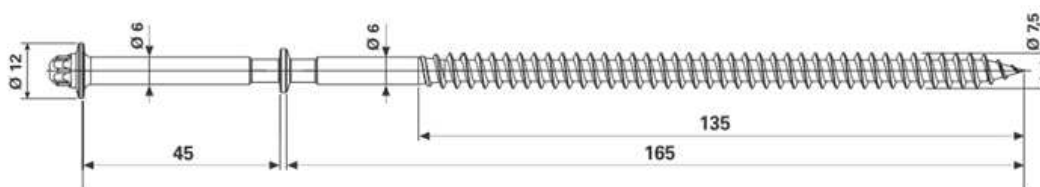
5.2 Železobetonová deska

Železobetonová deska bude z betonu třídy C 50/60 XD3, XF4. Tato třída betonu byla navržena s ohledem na to, v jakém prostředí se bude mostní konstrukce nacházet (střídavě mokré a suché s působením chloridů). Vzhledem k použité třídě betonu a návrhové životnosti mostních konstrukcí na 100 let se musí počítat s relativně velkou krycí vrstvou výztuže. Proto betonová deska bude mít tloušťku $t=160$ mm.

Jelikož v této betonové desce vznikají velmi malé tahové síly, a to především od lokálního zatížení (od náprav zatěžovacích modelů), bude dostačující navrhnout výztuž jen proti smršťování (viz kapitola 8.8). Proto je u této betonové desky v obou směrech stanovena výztuž $\varnothing 14/100$.

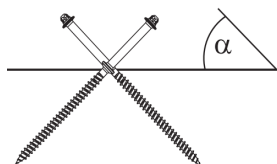
5.3 Spřahovací prostředky

Spřahovací prostředky byly použity od firmy SFS intec, konkrétně vruty VB 48-7,5x165. Jeden spřahovací prostředek je tvořen dvěma navzájem se křížujícími vruty pod úhlem $\alpha=45/135$.



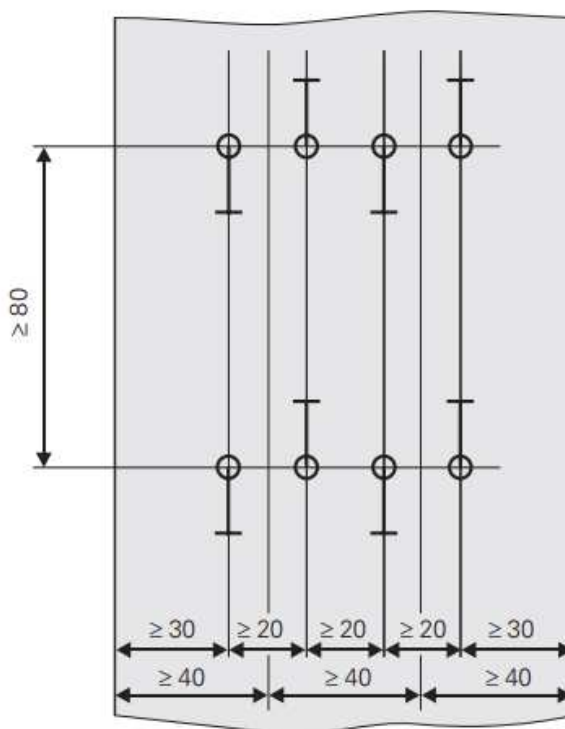
Obrázek 21: Vrut spřahovacího prostředku VB 48-7,5x165

$$\alpha = 45^\circ/135^\circ$$



Obrázek 22: Spřahovací prostředek VB 48-7,5x165

Jelikož je u této mostní konstrukce potřeba velké tuhosti spřažení, byly na každý nosník navrženy 4 řady spřahovacích prostředků po 150 mm podle kritérií daných v prospektech výrobce spřahovacích prostředků (Obrázek 23).

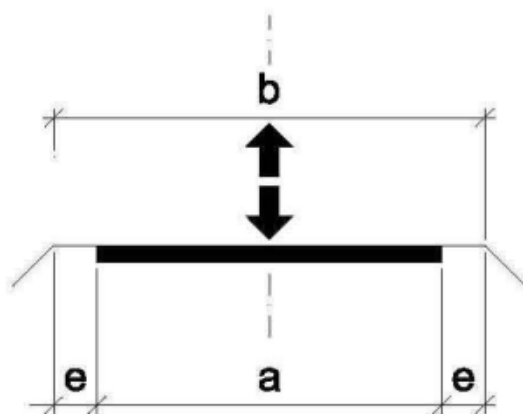


Obrázek 23: Minimální vzdálenosti pro více spřahovacích prvků v příčném směru

5.4 Příčné uspořádání

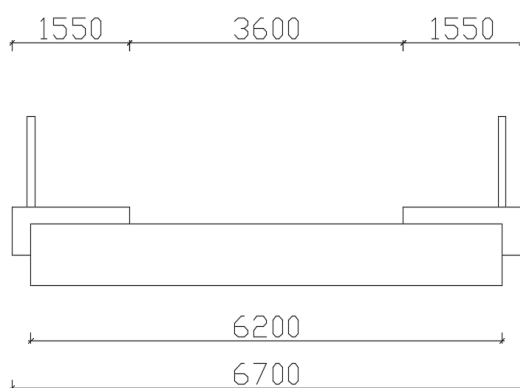
Pro novou mostní konstrukci muselo být také navrženo nové příčné uspořádání. Uspořádání bylo provedeno dle platných norem: ČSN EN 73 6101: Projektování silnic a dálnic [8] a ČSN EN 73 6201: Projektování mostních objektů [9].

Jelikož je šířka mostní konstrukce omezená stávající spodní stavbou, navrhuje se jednopruhová silnice S4, která je dle norem pro rekonstrukce silnic III. tříd přípustná. Kategorijní šířka jednopruhové silnice činí 4 m, z toho 3 m náleží šířce jízdního pruhu, která je po obou stranách ukončena krajnicí o šířce 0,5 m.



Obrázek 24: Jednopruhová silnice

Mostní konstrukce se nachází v obci, tudíž je nutné předpokládat pohyb chodců, případně cyklistů, z toho důvodu je potřeba navrhnout veřejné chodníky po obou stranách převáděné komunikace. Šířkou veřejného chodníku se rozumí šířka průchozího prostoru, dále se může zahrnout také šířka svodidel a šířka zvýšené obruby, a to maximálně na šířku 0,5 m do průjezdního prostoru převáděné komunikace. Minimální šířka chodníku na mostu činí 1,25 m. Základní šířka pruhu pro chodce je dána hodnotou 0,75 m. Příčné uspořádání bylo navrženo na základě typového příkladu ve Vzorových listech [10].



Obrázek 25: Schéma návrhu příčného uspořádání

5.5 Vozovka

Pro mostní konstrukci byl navržen certifikovaný přímopojízdný systém MasterSeal P 605 od firmy BASF o tloušťce 5 mm.

5.6 Ložiska

Pro každý dřevěný nosník byla navržena 2 elastomerová ložiska společnosti Freyssinet. Konkrétně jde o jedno ložisko blokující horizontální pohyb v obou směrech a druhé umožňující pohyb v jednom směru. Obě ložiska mají shodné půdorysné rozměry $a=200$ mm a $b=250$ mm. Maximální namáhání v tlaku při nulové deformaci je $F=1079$ kN.

5.7 Mostní závěr

Byl navržen elastický mostní závěr MATRIX 501 ASPHALTIC PLUG BRIDGE JOINT SYSTEM. Jedná se o nepropustný, nárazuvzdorný, těžce zatížitelný a vysoce elastický mostní závěr.

6 STANOVENÍ ZATÍŽENÍ

Veškerá zatížení na konstrukci byla stanovena na základě daných norem ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb [11], ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem [12], ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem [13] a ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou [14].

6.1 Stálá zatížení

6.1.1 Vlastní tíha

Tíha nosné konstrukce (betonová deska, dřevěné nosníky a spřahovací prostředky) byla automaticky vygenerována pomocí programu SCIA Engineer pomocí objemové hmotnosti a dimenzí prvků.

6.1.2 Zábradlí

Toto stálé zatížení se zadává ručně v podobě spojitého liniového zatížení přes celou délku mostu na obou stranách. Jeho hodnota je: $g_{zábr} = 1,0$ kN/m.

6.1.3 Římsa

Betonová římsa se nachází na obou stranách mostu, do programu SCIA Engineer se toto zatížení zavede jako plošné, proto je toto zatížení dáno vztahem:

$$g_{\text{římša}} = A_{\text{římša}}/L \times \rho_c = 0,330/9,5 \times 25 = 0,87 \text{ kN/m}^2 \quad (6.1)$$

6.1.4 Vozovka a spádová vrstva

Vozovka je řešena certifikovaným pojízdným systémem. Díky její malé tloušťce se zatížení vozovky započítá jako rezerva ve spádové vrstvě. Zatížení od spádové vrstvy bude počítáno po celé šířce mostu na maximální tloušťku spádové vrstvy podle vzorce:

$$g_{\text{spád}} = t_{\text{spád}} \times \rho_c = 0,08 \times 25 = 2 \text{ kN/m}^2 \quad (6.2)$$

6.2 Zatížení dopravou

6.2.1 Model zatížení 1 (LM1)

Tento zatěžovací model je rozdělen do 2 soustav:

- soustředěné zatížení od dvojnápravy o zatěžovací síle Q_k , která je vynásobena regulačním součinitelem α_Q ,
- rovnoměrné zatížení působící na každý čtvereční metr zatěžovacího pruhu. Velikost rovnoměrného zatížení q_k je násobena regulačním součinitelem α_k .

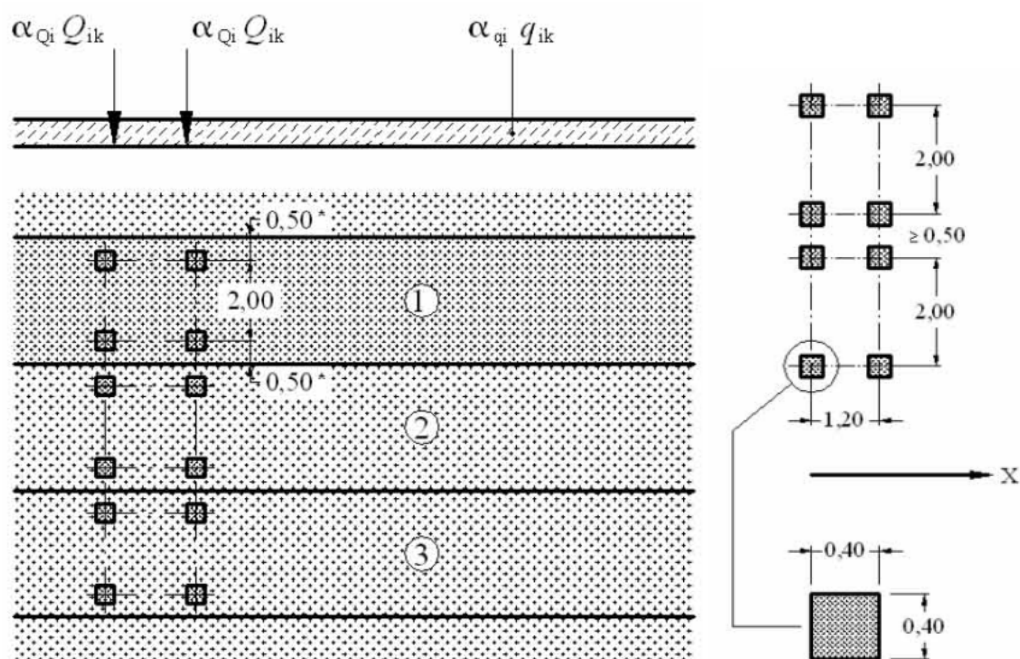
Tabulka 2: Hodnoty regulačních součinitelů

skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{qi} (i > 2)$ a α_{qr}
1	1,0	1,0	1,0	1,0	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45	1,6	1,6

Norma [14] také zavádí přesný počet a šířku zatěžovacích pruhů, dále potom polohu a rozměry jednotlivých dvojnáprav. Dotyková plocha kol se má brát jako čtverec o straně 0,4 m.

Tabulka 3: Počet a šířka zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky w	Počet zatěžovacích pruhů	Šířka zatěžovacího pruhu w_l	Šířka zbývající plochy
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$



Obrázek 26: Použití pro Model zatížení 1

Norma [14] také udává velikost charakteristického zatížení od dvojnáprav a rovnoměrného zatížení (hodnoty se ještě násobí odpovídajícím regulačním součinitelem).

Tabulka 4: Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} [kN]	q_k (nebo q_{rk}) [kN/m ²]
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Podle výše zmíněných kritérií má konstrukce pouze jeden zatěžovací pruh. Mostní konstrukce převádí silnici III. třídy, řadí se tedy do 2. skupiny pozemních komunikací, redukční součinitelé se tedy budou brát právě pro tuto skupinu.

Každá náprava v prvním zatěžovacím pruhu tedy vyvozuje zatížení o velikosti:

$$\alpha_{Q1} Q_{1k} = 0,8 \times 300 = 240 \text{ kN} \quad (6.3)$$

V tomto zatěžovacím pruhu působí také rovnoměrné zatížení, které se rovná:

$$\alpha_{q1} q_1 = 0,45 \times 9 = 4,05 \text{ kN/m}^2 \quad (6.4)$$

Obdobně se také provede výpočet zbývajících plochy:

$$\alpha_{qr} q_{rk} = 1,6 \times 2,5 = 4 \text{ kN/m}^2 \quad (6.5)$$

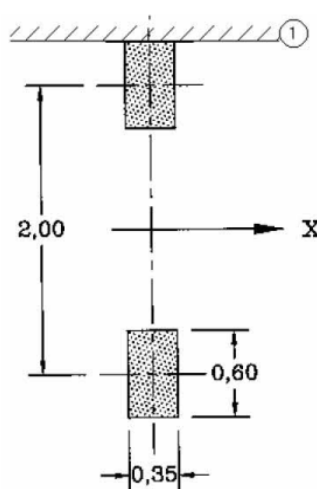
Poslední zatížení, které působí na LM1, je zatížení chodci:

$$\alpha_4 q_4 = 1,6 \times 2,5 = 4 \text{ kN/m}^2 \quad (6.6)$$

6.2.2 Model zatížení 2 (LM2)

Tento model zatížení je tvořen pouze jednou nápravou o síle $\beta_Q Q_{ak}$, kde Q_{ak} je rovna 400 kN včetně dynamického součinitele. Hodnota β_Q se stanovuje dle národní přílohy [14], kde je doporučeno, aby se tato hodnota rovnala α_{Q1} .

Tato náprava může působit na jakémkoliv místě vozovky. Dotyková plocha každého kola se uvažuje jako obdélník o velikosti 0,35 m a 0,60 m (viz Obrázek 27).



Obrázek 27: Umístění a dimenze Modelu zatížení 2

Zatížení nápravou v LM2 se tedy vypočítá vztahem:

$$\beta_Q Q_{ak} = 1 \times 400 = 400 \text{ kN} \quad (6.7)$$

6.2.3 Model zatížení 4 (LM4)

Model zatížení 4 reprezentuje zatížení davem lidí. Jde o zatížení rovnoměrné o velikosti 5 kN/m², dynamický součinitel je již zahrnut. LM4 se má rozmístit v příslušných částech délky, šířky a středním dělicím pásem mostní konstrukce.

6.2.4 Brzdné a rozjezdové síly

Brzdné síly Q_{lk} působí jako vodorovné síly v podélném směru mostu. Tato charakteristická síla je omezena maximální hodnotou 900 kN a minimální hodnotou $180\alpha_{Q1}$ pro celou šířku mostu. Počítá se z maximálního svislého zatížení LM1, a to pouze ze zatěžovacího pruhu číslo 1. Síla Q_{lk} je dána vztahem:

$$\begin{aligned}
Q_{lk} &= 0,6 \alpha_{q1} (2 Q_{1k}) + 0,1 \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_l \times L \\
&= 0,6 \times 0,8 \times 2 \times 300 + 0,1 \times 0,8 \times 9 \times 3 \times 9,5 \\
&= 308,52 \text{ kN} \\
144 &< 308,52 < 900 \text{ [kN/m}^2\text{]}
\end{aligned} \tag{6.8}$$

6.3 Proměnná zatížení

6.3.1 Zatížení sněhem

Podle normy (ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí [15]) se zatížení sněhem nemusí kombinovat s jakýmkoli zatížením od dopravy. Zatížení sněhem se tedy nemusí uvažovat za předpokladu, že je menší než zatížení od LM4 a je zajištěna pravidelná zimní údržba.

6.3.2 Zatížení větrem

Mostní konstrukce se nachází ve vesnici, proto spadá do třetí kategorie terénu, dále konstrukce spadá do druhé větrové oblasti.

Charakteristická rychlost větru: $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$

Součinitel směru větru: $c_{dir} = 1$

Součinitel ročního období: $c_{season} = 1$

Hustota vzduchu: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} = 1 \times 1 \times 25 = 25 \text{ m/s} \tag{6.9}$$

Parametr drsnosti terénu: $z_0 = 0,3 \text{ m}$

Minimální výška: $z_{min} = 5 \text{ m}$

Výška: $h = 4,75 \text{ m}$

Součinitel terénu:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} = 0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215 \tag{6.10}$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{5}{0,3}\right) = 0,606 \quad (6.11)$$

Součinitel ortografie: $c_0(z) = 1$

Součinitel turbulence: $k_I = 1$

Charakteristická střední rychlost větru:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b = 0,606 \times 1 \times 25 = 15,15 \text{ m/s} \quad (6.12)$$

Intenzita turbulence:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{5}{0,3}\right)} = 0,355 \quad (6.13)$$

Maximální charakteristický tlak:

$$\begin{aligned} q_p(z) &= [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m(z)^2 \\ &= [1 + 7 \times 0,355] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 15,15^2 \\ &= 0,500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (6.14)$$

Základní dynamický tlak:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25^2 = 0,391 \text{ kN/m}^2 \quad (6.15)$$

Součinitel expozice:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{0,500}{0,391} = 1,281 \quad (6.16)$$

Šířka konstrukce: $b = 6,2 \text{ m}$

Celková výška: $d_{tot} = 2,75 \text{ m}$

Poměr: $\frac{b}{d_{tot}} = 2,255$

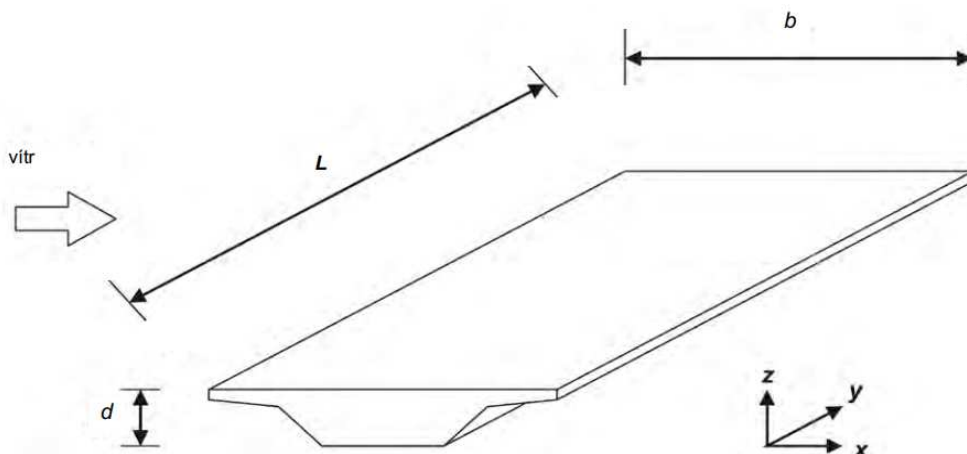
Součinitel síly: $c_{f,x} = 1,3$

Součinitel zatížení větrem:

$$C = c_e(z) \times c_{f,x} = 1,281 \times 1,3 = 1,665 \quad (6.17)$$

Referenční plocha na metr:

$$A_{ref,x} = 1 \times d_{tot} = 1 \times 2,75 = 2,75 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.18)$$



Obrázek 28: Směry zatížení větrem na mostech

Působení větru ve směru X:

$$w_k = \frac{1}{2} = \rho \times v_b^2 \times C = \frac{1}{2} \times 1,25 \times 25^2 \times 1,665 = 0,650 \text{ kN/m}^2 \quad (6.19)$$

Vítr působící na dopravu:

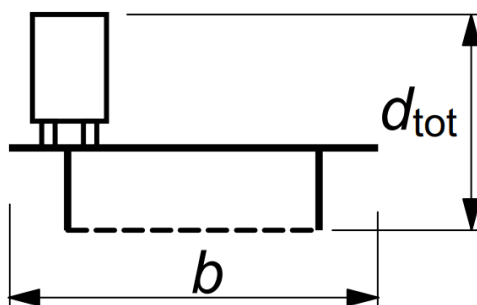
$$F_x = w_k \times A_{ref,x} = 0,650 \times 2,75 = 1,789 \text{ kN/m} \quad (6.20)$$

Přítížení a odlehčení konstrukce:

$$F_{x,z} = F_x \times \frac{1}{2} \times \frac{d_{tot}}{b} = 1,789 \times \frac{1}{2} \times \frac{2,75}{6,2} = 0,397 \text{ kN/m} \quad (6.21)$$

Vítr působící na hlavní nosnou konstrukci:

$$F_{x,hl} = w_k \times h_{most} = 0,650 \times 0,8 = 0,520 \text{ kN/m} \quad (6.22)$$



Obrázek 29: Schéma mostu

Působení větru ve směru Z:

Součinitel síly:

$$c_{f,z} = \pm 0,9$$

Součinitel zatížení větrem:

$$C = c_e(z) \times c_{f,z} = 1,281 \times 0,9 = 1,153 \quad (6.23)$$

Síla ve směru Z:

$$F_{z,hl} = q_p \times C = 0,500 \times 1,153 = 0,577 \text{ kN/m}^2 \quad (6.24)$$

Působení větru ve směru Y není nutné uvažovat za předpokladu, že rozjezdové, respektive brzděné síly vyvolávají větší zatížení.

6.4 Kombinace zatížení

Dle normy [14] byly vytvořeny jednotlivé kombinace zatěžovacích stavů tak, aby bylo dosaženo co nejnejpříznivější situace na mostní konstrukci. Kombinace účinků zatížení mají vycházet z návrhové hodnoty hlavního proměnného zatížení a návrhových hodnot vedlejších zatížení. Kombinační vzorec pro mezní stav únosnosti může být vyjádřen takto:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.25)$$

Pro mezní stav použitelnosti se použije vzorec pro charakteristickou kombinaci:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.26)$$

Norma udává doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací.

Tabulka 5: Tabulka doporučených součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{S_n,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_c		1,0	–	1,0

Charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení dopravou, tedy působení zatěžovacích modelů, vodorovných sil a zatížení od chodníků současně, se určí pomocí normou daných sestav zatížení.

Tabulka 6: Sestavy zatížení dopravou

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		svislé síly				vodorovné síly		pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				a)	a)	kombinační hodnota ^{b)}
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty ^{b)}				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3 ^{d)}							charakteristická hodnota ^{c)}
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota ^{b)}
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota				
Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)								
^{a)} Lze definovat v národní příloze. ^{b)} Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m ² . ^{c)} Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku. ^{d)} Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.								

Model zatížení 2 nemusí být v kombinaci s dalším proměnným zatížením. Zatížení od větru a sněhu se dále nemusí kombinovat s rozjezdovými nebo brzdnými silami a také se zatížením od davu lidí.

7 VÝPOČET MOSTU

7.1 Výpočtový model

Byly vymodelovány 2 varianty desko-prutového modelu v programu SCIA Engineer, které se lišily způsobem modelování spřahujícího prostředku. Oba modely vycházely z katalogu spřahujících prvků DUROCOAT, který udává pro spřahující prvek VB-48-7,5-165 DUROCOAT garantovaný modul prokluzu kolmo k ose prvku.

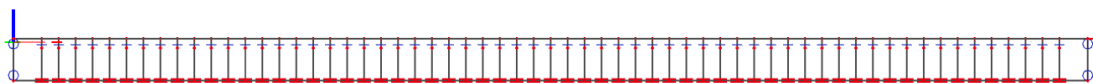
7.1.1 Varianta 1

Tento model je jednodušší variantou pro modelování spřažené dřevo-betonové konstrukce. Spřahující prostředek je simulován pomocí 2 tuhých prutů, které propojují betonovou desku s dřevěnými pruty. V místě dotyku betonu a dřeva mají tyto 2 pruty společný bod, do kterého je zaveden prokluz kolmo k prutu, tedy ke smykové ploše.



Obrázek 30: Modelování spřahujícího prostředku – Varianta 1

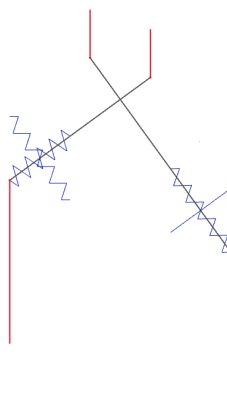
Tento model je velmi zjednodušený, proto nedokáže zcela postihnout reálné chování konstrukce. Mezi jeho výhody patří zejména jednoduchost modelu a časová nenáročnost výpočtu.



Obrázek 31: Boční pohled na model – Varianta 1

7.1.2 Varianta 2

Druhá varianta výpočtového modelu se snaží o co nejpřesnější vystižení chování spřažené konstrukce. Pruty byly vymodelovány přesně podle polohy a rozložení spřahujících vrutů, délka vymodelovaných prutů se rovnala efektivní délce použitých vrutů. Vymodelovaný spřahující prostředek se skládal ze 2 prutů připomínající tvar X. Všechny konce prutů musely být připojeny k betonové desce, respektive dřevěnému prutu pomocí tuhých ramen.



Obrázek 32: Modelování spřahujícího prostředku – Varianta 2

V tomto modelu musel být zadán modul prokluzu v ose prutu pomocí rovnice [5]:

$$K_{ser} = 780 \times d^{0,2} \times l_{ef}^{0,4} \quad (7.1)$$

Modul prokluzu kolmo k vrutům musel být také upraven vzhledem k tomu, že úhel mezi deskou a vruty je 45° . Výpočet modulu prokluzu byl proveden následovně:

$$F_1 = \Delta_1 \times l_1 \quad (7.2)$$

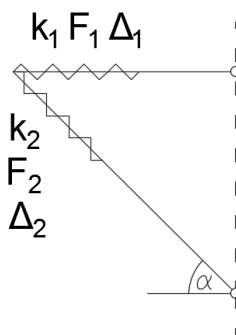
$$F_2 = \Delta_2 \times l_2 \quad (7.3)$$

$$\Delta_1 = \Delta_2 \times \cos \alpha \quad (7.4)$$

$$F_1 = F_2 \times \cos \alpha \quad (7.5)$$

$$k_2 = \frac{F_2}{\Delta_2} \quad (7.6)$$

$$k_1 = \frac{F_1}{\Delta_1} = \frac{F_2 \times \cos \alpha}{\Delta_2 \times \cos \alpha} = \frac{F_2}{\Delta_2} = k_2 \quad (7.7)$$

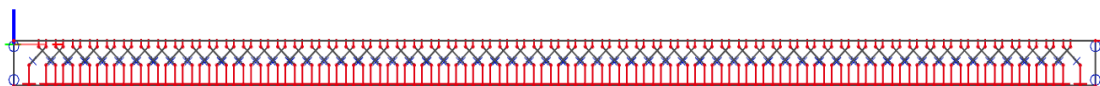


Obrázek 33: Výpočet modulu prokluzu

Z rovnice 7.7 je jasné, že modul prokluzu bude mít stejnou velikost. Je však nutno podotknout, že výsledný modul prokluzu byl vyjádřen jen pro polovinu (jeden vrut) spřahovacího prostředku, proto tedy platí:

$$K_1 = \frac{K_{ser}}{2} \quad (7.8)$$

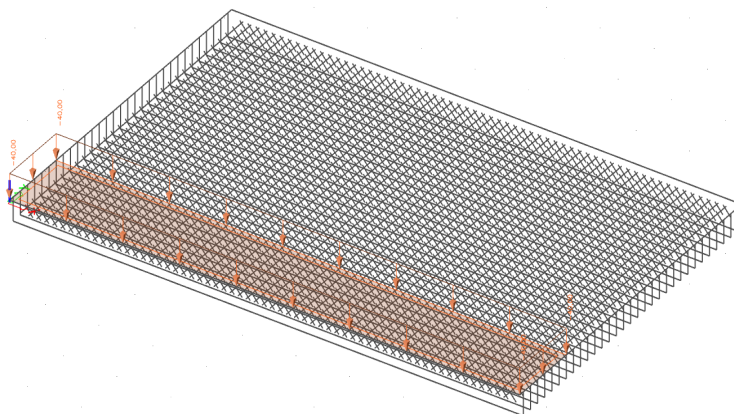
Tato varianta oproti předchozí lépe vystihuje realitu chování spřažených dřevo-betonových konstrukcí, velkou výhodou tohoto modelu je možnost určit osově síly ve spřahujících prostředcích. Nevýhodou se jeví potřeba delšího výpočtového času díky vcelku složitému výpočtovému modelu.



Obrázek 34: Boční pohled na model – Varianta 2

7.1.3 Výběr vhodnějšího modelu

Výše uvedené výpočtové modely byly porovnány s ručním výpočtem (kapitola 8). Následně byl vybrán vhodnější výpočtový model, který byl použit pro výpočet vnitřních sil k posouzení mostní konstrukce.



Obrázek 35: Zatížení výpočtových modelů pro porovnání

Porovnávalo se maximální napětí při horních i spodních vláknech a maximální průhyb od plošného zatížení o velikosti 40 kN/m^2 (Obrázek 35).

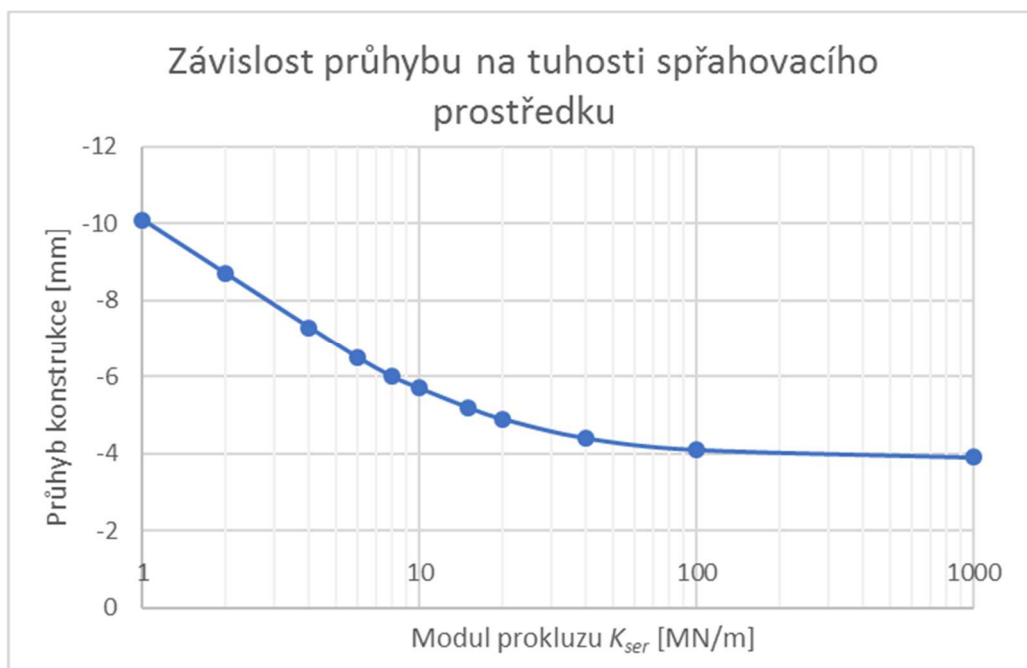
Tabulka 7: Porovnání výpočtových modelů s ručním výpočtem

Zkoumané veličiny	Varianta 1	Varianta 2	Ruční výpočet
Maximální napětí – horní vlákna [MPa]	-5,066	-5,543	-5,112
Maximální napětí – dolní vlákna [MPa]	4,551	3,47	3,57
Maximální průhyb [mm]	-10,6	-6,5	-4,9

Tabulka 7 dokazuje, že Varianta 2 se více blíží realitě, respektive ručnímu výpočtu, než Varianta 1. Varianta 2 bude pro svou přesnost a výhody (i přes relativně dlouhý výpočetní čas v řádu minut) použita pro získání vnitřních sil a deformací pro posouzení mostní konstrukce.

7.1.4 Závislost průhybu konstrukce na tuhosti spřahovacího prostředku

V rámci bakalářské práce byla také zkoumána závislost průhybu konstrukce na tuhosti spřahovacího prostředku. U zvoleného výpočtového modelu se měnily moduly prokluzu každého spřahovacího prvku a poté se sledovalo, jak moc změna modulu prokluzu ovlivní průhyb konstrukce.



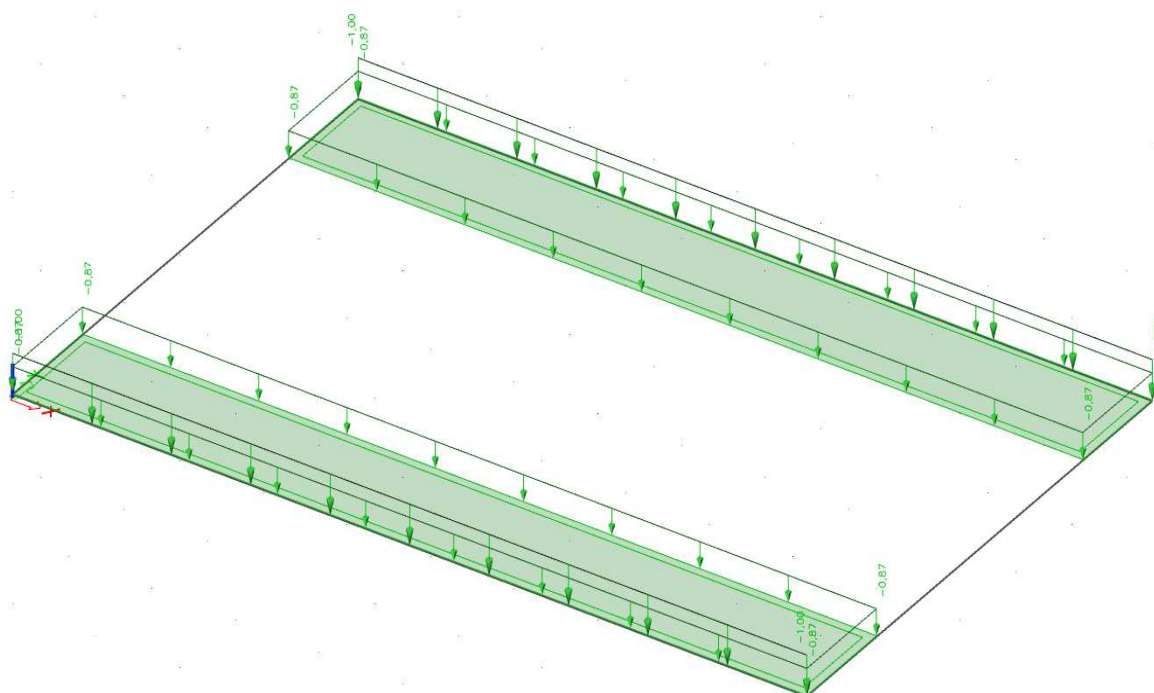
Obrázek 36: Graf závislosti průhybu na tuhosti spřahovacího prostředku

Na Obrázek 36: Graf závislosti je zobrazeno, jak se se zvyšujícím modulem prokluzu mění průhyb. Nejnižší modul prokluzu byl zadán o velikosti 1 MN/m, z grafu lze vyčíst, že počáteční nárůst tuhostí značně ovlivní velikost deformace (závislost se zdá být lineární). Tato závislost se při dále zvyšující se tuhosti zmenšuje a od $K_{ser} = 100$ MN/m a vyšší zůstává průhyb takřka stejný.

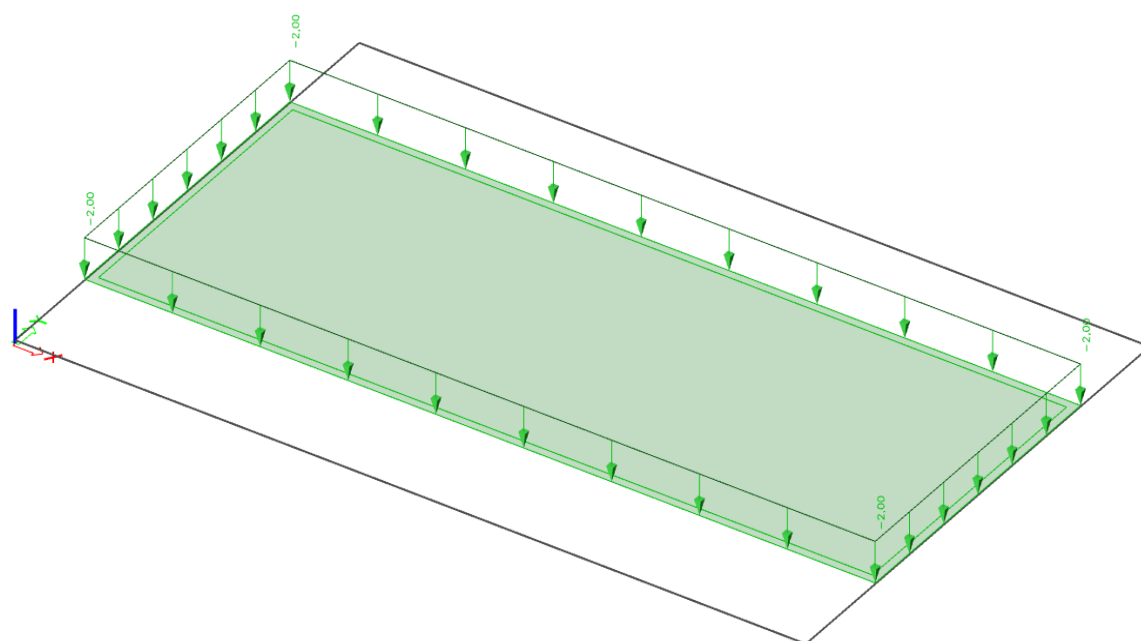
Navržená nosná konstrukce má na každém dřevěném nosníku 4 řady spřahujících prostředků, dosazením do vzorce 7.8 dostane $K_{ser} = 50$ MN/m. Lze tedy konstatovat, že dalším zvyšováním tuhosti by se průhyb konstrukce zmenšil minimálně.

7.2 Zatěžovací stavy

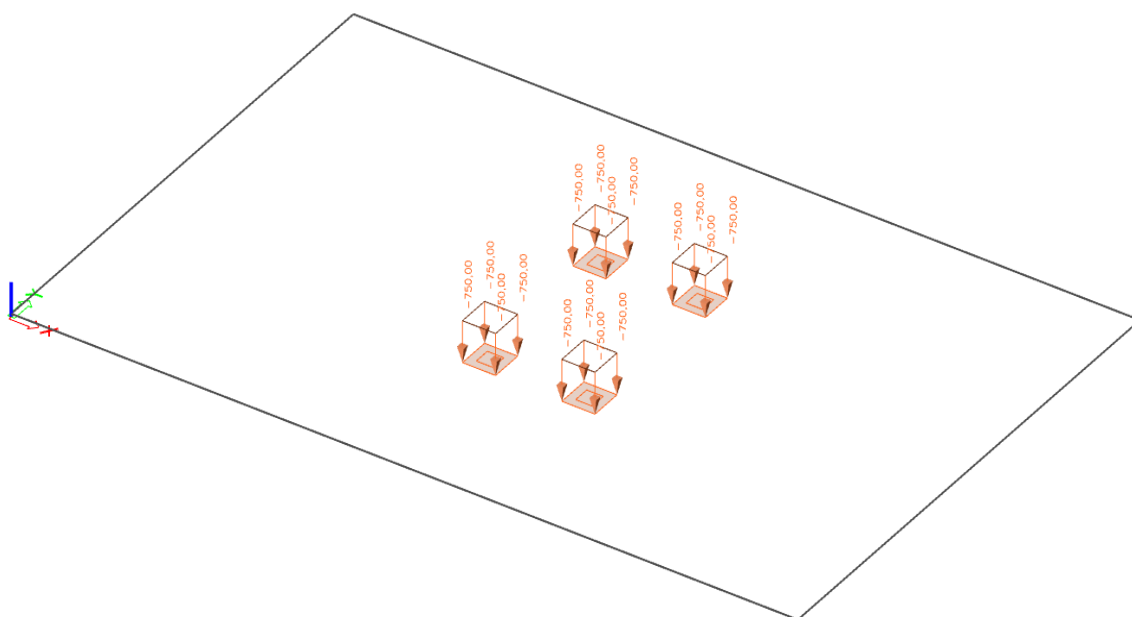
Podle kapitoly 6 bylo na vybraném modelu vytvořeno 18 zatěžovacích stavů. Most je zatížen vlastní tíhou, stálým zatížením od říms, zábradlí, vozovky a spádové vrstvy, náhodným zatížením od zatěžovacích modelů, chodců, větru a rozjezdových/brzdných sil. Zatěžovací stavy je možné shlédnout na Obrázek 37 až 48.



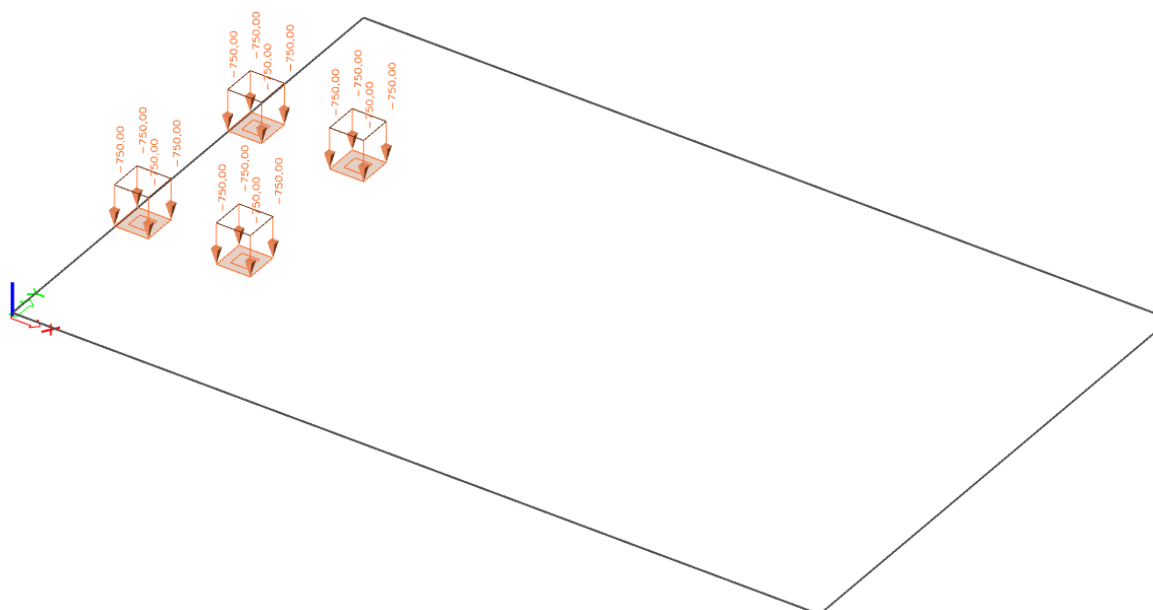
Obrázek 37: ZS2 – zatížení od římsy a zábradlí



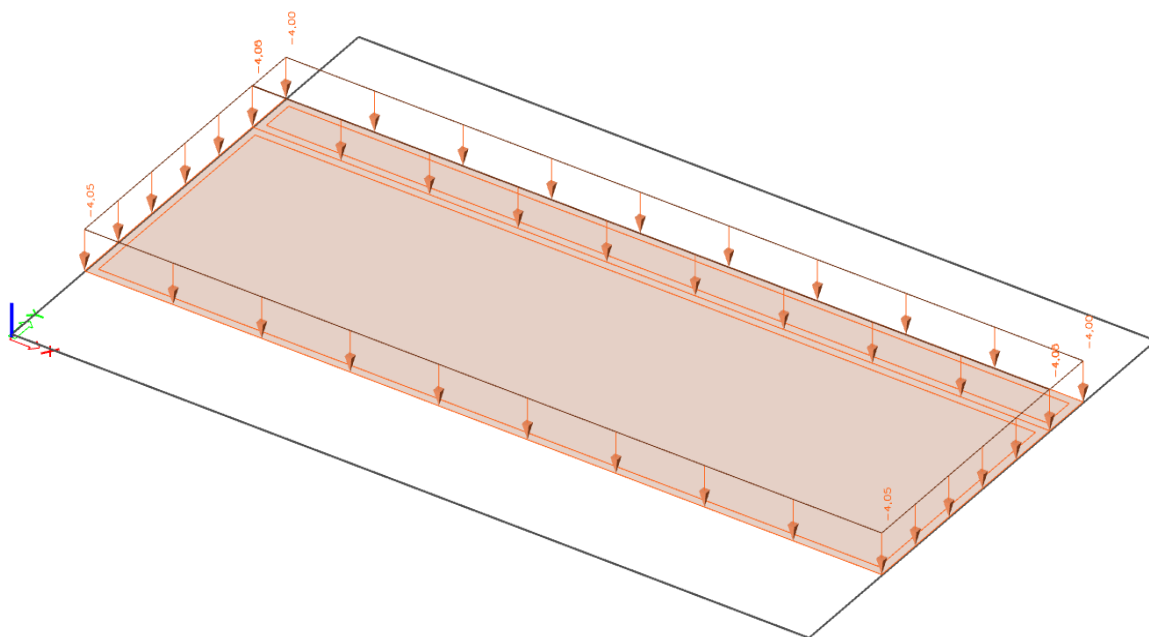
Obrázek 38: ZS3 – zatížení od spádové vrstvy a vozovky



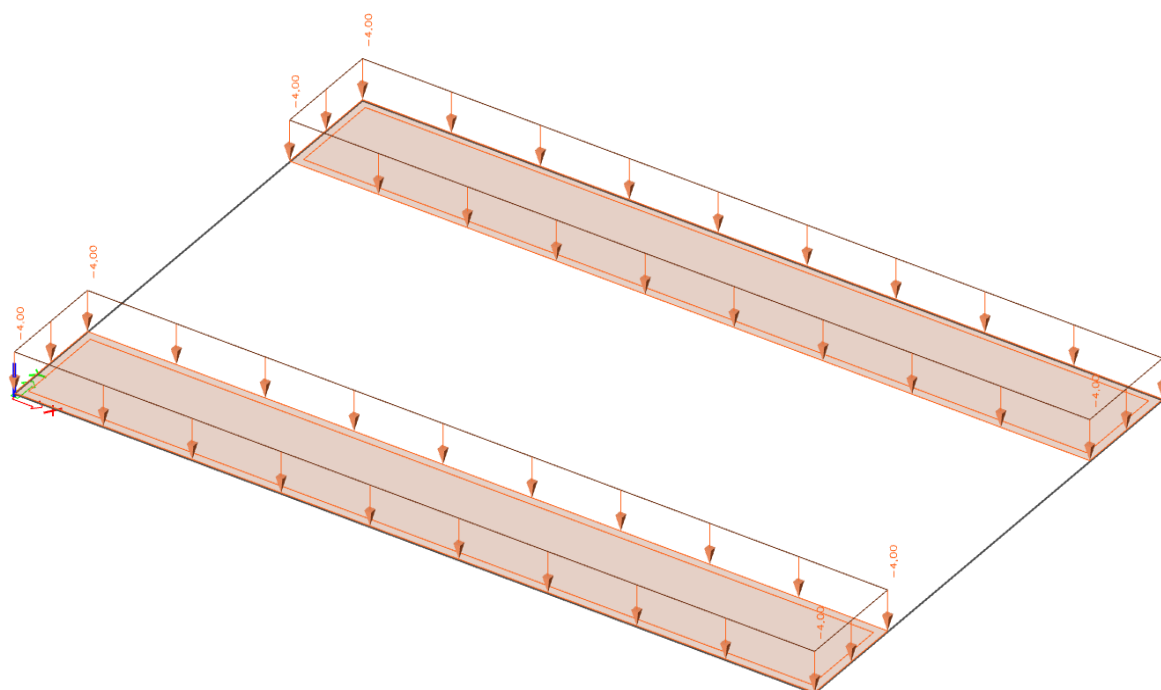
Obrázek 39: ZS4 – zatížení od náprav LM1 vyvolující největší ohybový moment



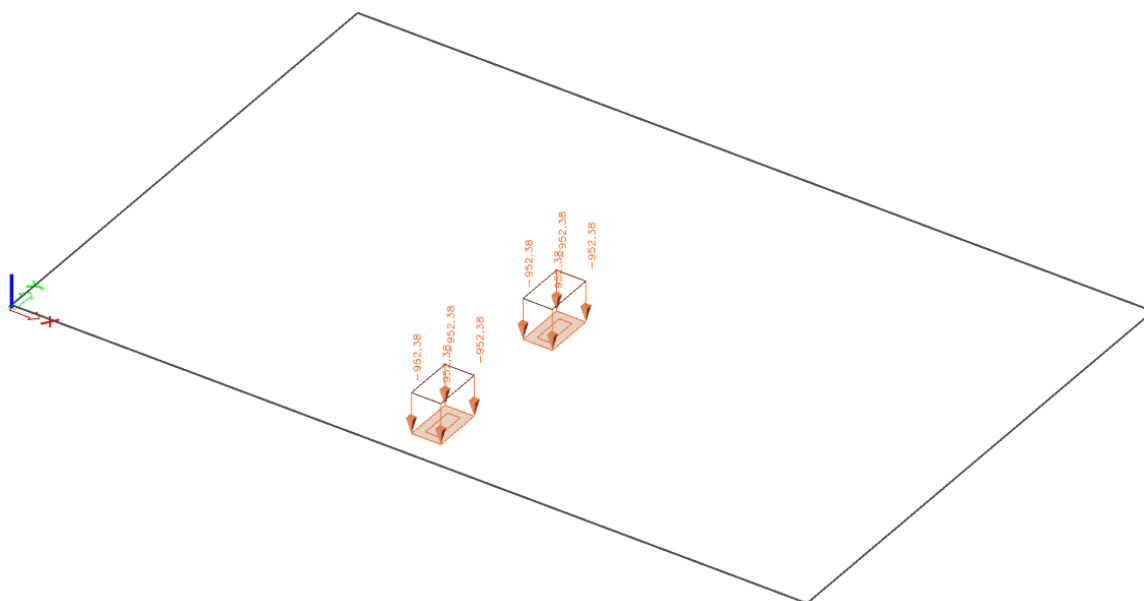
Obrázek 40: ZS5 – zatížení od náprav LM1 vyvolující největší reakci v podpoře



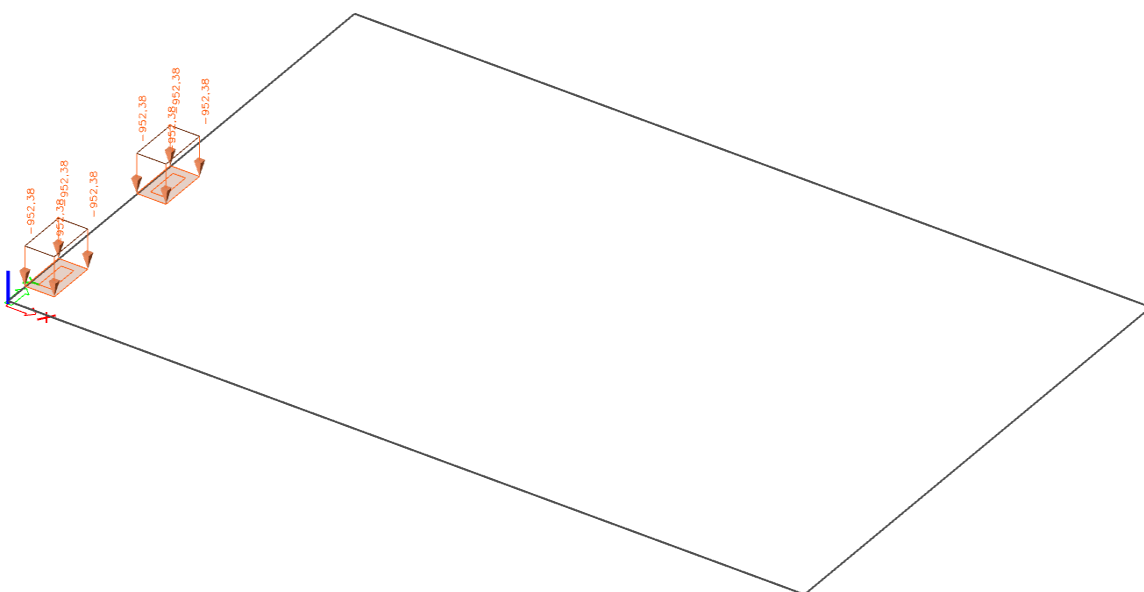
Obrázek 41: ZS6 – zatížení od zatěžovacích pruhů a zbytkové plochy LM1



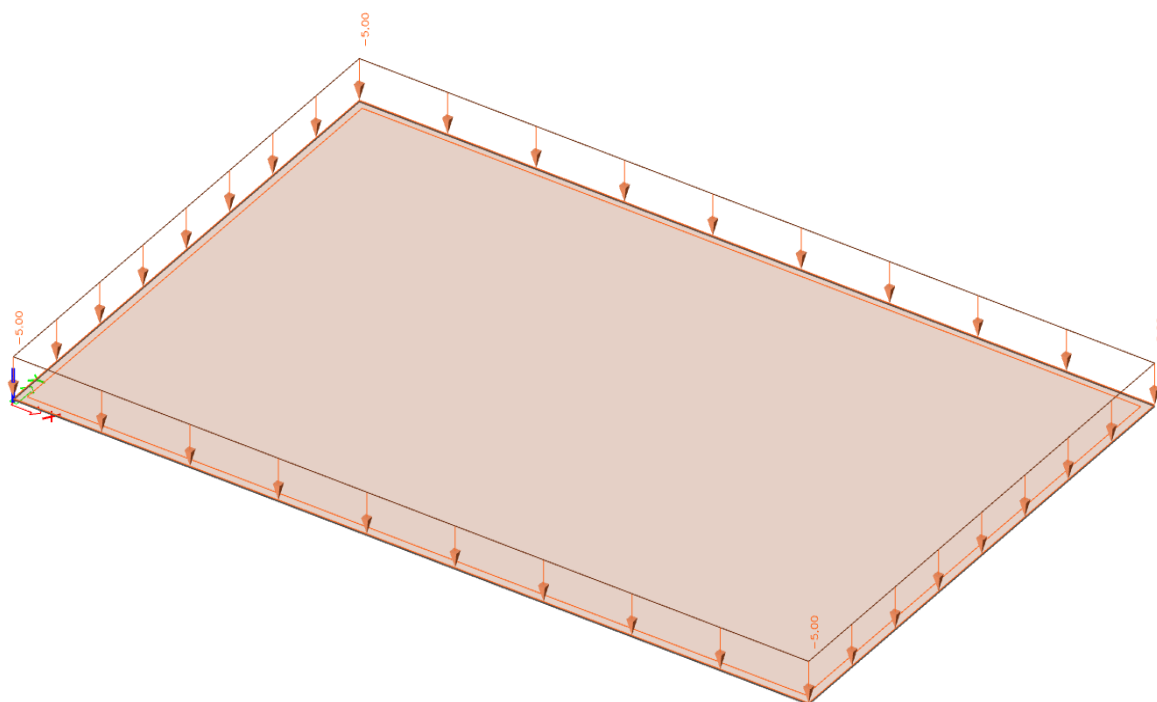
Obrázek 42: ZS7 – zatížení vyvolané chodci LM1



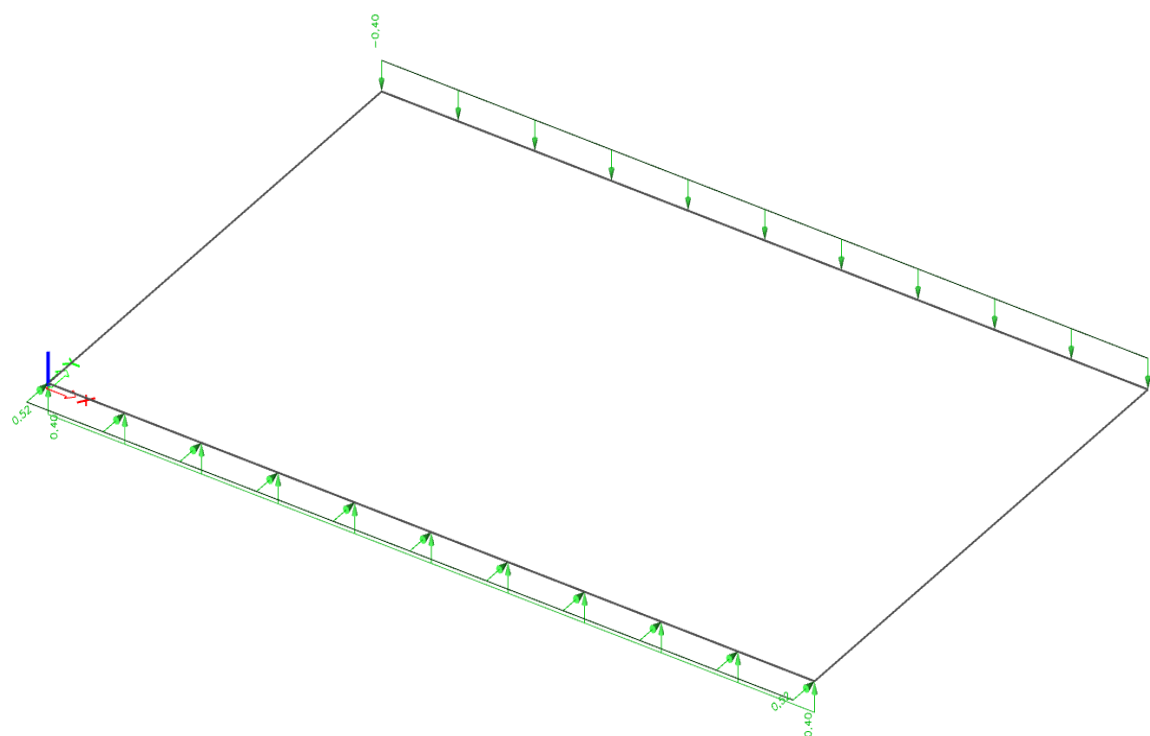
Obrázek 43: ZS8 – zatížení nápravou LM2 vyvolávající největší ohybový moment



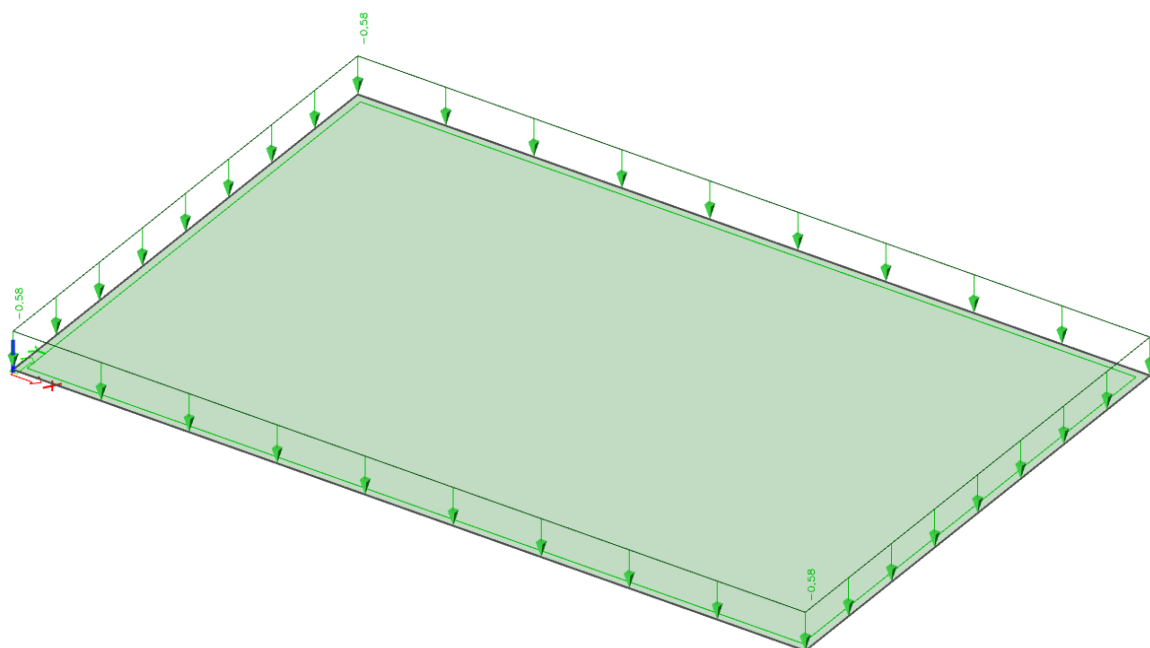
Obrázek 44: ZS10 – zatížení nápravou LM2 vyvolávající největší reakci v podpoře



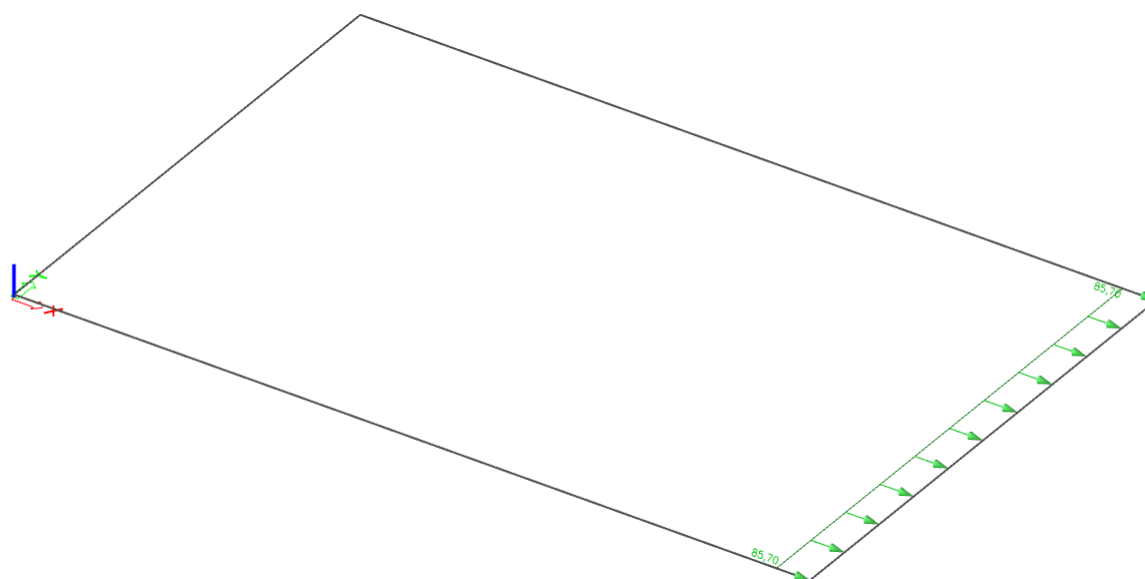
Obrázek 45: ZS12 – zatížení vyvolané davem lidí



Obrázek 46: ZS13 – zatížení větrem ve směru X



Obrázek 47: ZS15 – zatížení větrem ve směru Z



Obrázek 48: ZS17 – brzdné síly

V zatěžovacím stavu ZS1 program automaticky počítá vlastní tíhu konstrukce.

Poloha zatížení v ZS4 byla vypočítána pomocí příčinkové čáry (Winklerovo, břemenovo a Šolinovo kritérium).

ZS9/ZS11 odpovídá ZS8/ZS10, jen výslednice zatížení působí na ose mostu.

ZS13/ZS15/ZS17 odpovídá ZS14/ZS16/ZS18 s opačným směrem zatížení.

7.3 Porovnání lineárního a nelineárního výpočtu

Nelineární model byl počítán jako geometricky a konstrukčně nelineární. Z Tabulky 8 je zřejmé, že se lineární výpočet od nelineárního liší pouze v desetinných zkoumaných veličin, proto se dále uvažuje jen s modelem počítaným lineárně.

Tabulka 8: Porovnání lineárního a nelineárního výpočtu

Zkoumané veličiny	lineární výpočet		nelineární výpočet	
	okamžité hodnoty	konečné hodnoty	okamžité hodnoty	konečné hodnoty
Maximální napětí – horní vlákna [MPa]	-17,453	-14,754	-17,511	-14,549
Maximální napětí – dolní vlákna [MPa]	6,177	6,447	5,797	6,155
Maximální osová síla ve vrutu [kN]	7,09	6,41	7,40	6,87

7.4 Modální výpočet

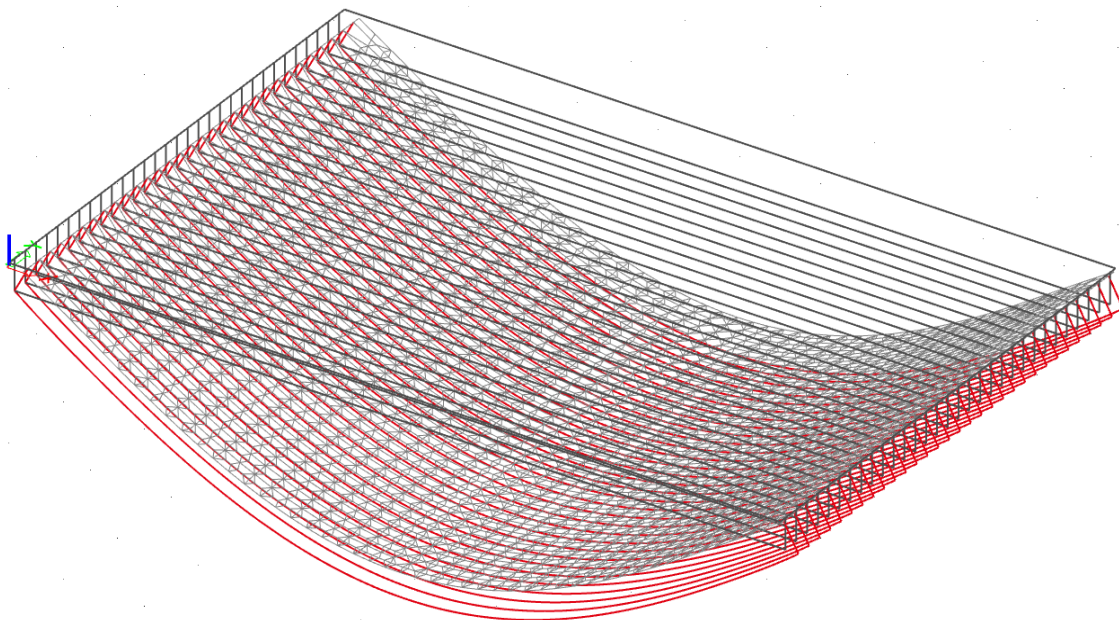
Byla provedena také modální analýza posuzované konstrukce. Výsledkem modální analýzy jsou vlastní frekvence a vlastní tvary mostní konstrukce. Modální analýza zkoumá, zdali nedochází k významné odezvě (rezonanci) mostu na pohybující se chodce. Dle normy [14] svislá frekvence mostu nesmí být mezi 1 Hz až 3 Hz, vodorovná frekvence nesmí být v rozmezí 0,5 Hz až 1,5 Hz. Pokud se svislá nebo vodorovná frekvence mostu pohybuje ve zmíněných frekvencích, je třeba provést další posouzení pro ověření pohody chodců.

Vlastní tvary kmitání a vlastní frekvence byly vypočteny ze stálého zatížení v programu SCIA Engineer, a to pro okamžitý i konečný stav konstrukce.

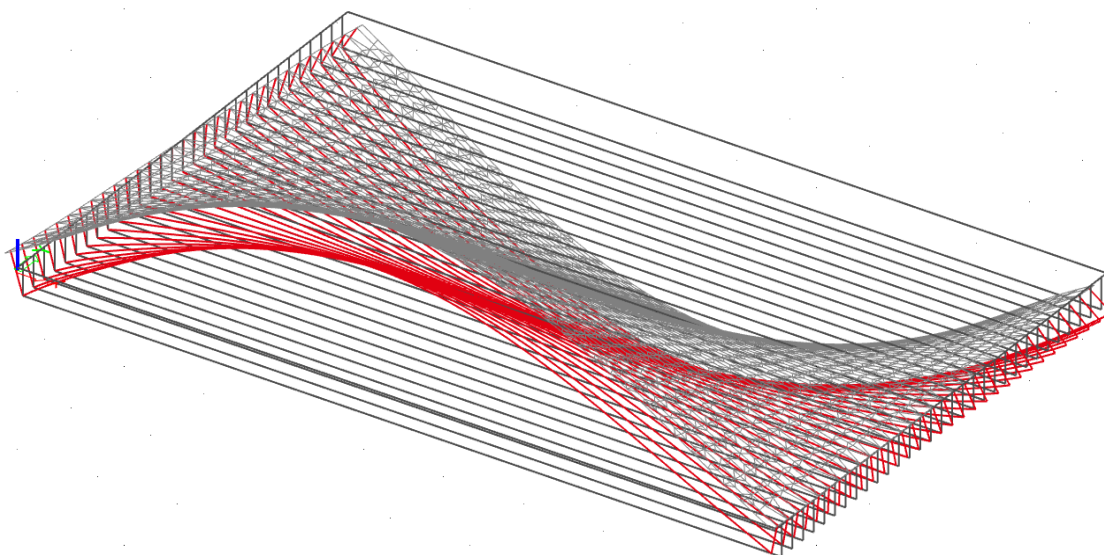
Tabulka 9: Prvních 10 frekvencí v čase

N	f [Hz]	
	t=0	t=∞
1	15,03	8,5
2	15,75	8,98
3	19,97	13,27
4	23,86	16,56
5	39,83	21,26
6	48,13	29,5
7	48,77	29,79
8	52,94	32,1
9	58,73	33,29
10	61,13	37,28

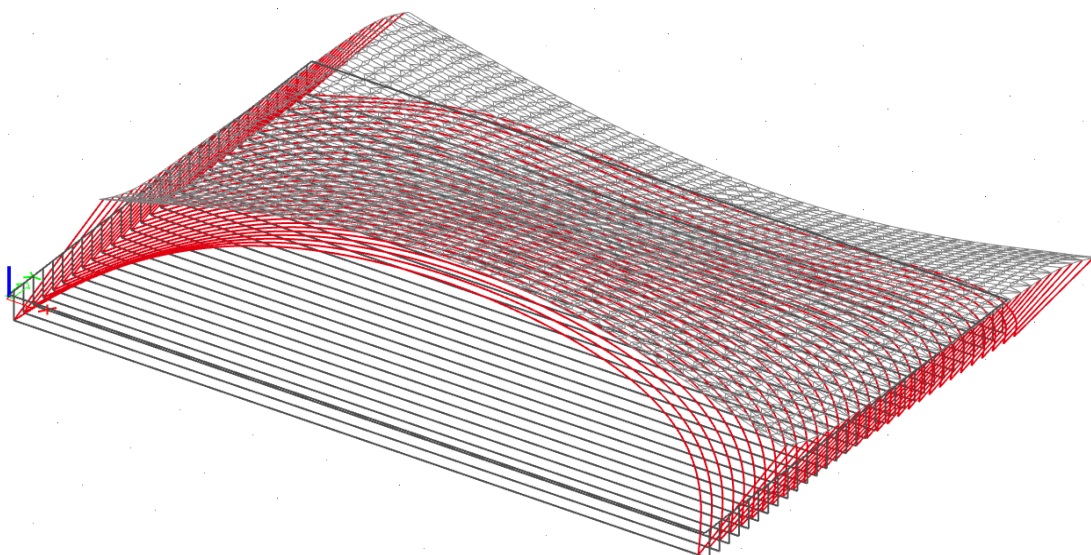
Je evidentní, že s časem se u dřevo-betonových spřažených konstrukcí zmenšuje i vlastní frekvence (téměř 2krát), vlastní tvary ale zůstávají stejné. Frekvence z obou stavů je i přes velký rozdíl stále mnohem větší než 3 Hz, respektive 1,5 Hz. Není tedy nutné provádět další posouzení.



Obrázek 49: První vlastní tvar – ohybový



Obrázek 50: Druhý vlastní tvar – torzní



Obrázek 51: Třetí vlastní tvar – ohybový

8 POSUDEK NOSNÉ KONSTRUKCE

V této kapitole je uveden postup teoretického statického výpočtu a posouzení spřaženého dřevo-betonového mostu dle norem uvedených v kapitole 2.4. Vypracované statické posudky je možno nalézt v Příloze č.1 a Příloze č.3. Jelikož ve spřažené dřevo-betonové konstrukci se časem mění přerozdělení sil, musí se konstrukce posoudit pro okamžité hodnoty a konečné hodnoty vnitřních sil.

8.1 Návrhové hodnoty vlastností materiálů

Návrhové pevnostní vlastnosti dřevěných průřezů byly vypočítány dle rovnice:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (8.1)$$

Hodnoty dílčího součinitele vlastnosti materiálu a také modifikačního součinitele zohledňující vliv trvání zatížení a vlhkosti je možné určit z tabulek v normě [4].

Návrhové tuhostní vlastnosti dřevěného prvku se určí pomocí průměrných hodnot pružností takto:

$$E_d = \frac{E_{mean}}{\gamma_m} \quad (8.2)$$

$$G_d = \frac{G_{mean}}{\gamma_m} \quad (8.3)$$

Návrhová pevnost betonu v tlaku byla určena takto:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (8.4)$$

8.2 Vliv trvání zatížení a vlhkosti na deformace

Dřevo-betonové konstrukce mají v čase rozdílné vlastnosti, proto se pro dřevěné prvky u mezních stavů použitelnosti konečné průměrné hodnoty modulu pružnosti, modulu pružnosti ve smyku a také modulu prokluzu, které se použijí pro výpočet konečné deformace, určují takto:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (8.5)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (8.6)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})} \quad (8.7)$$

Dále u spřažených dřevo-betonových konstrukcí pozorujeme, že rozdělení vnitřních sil je ovlivňováno rozdělením tuhosti v konstrukci. Proto pro mezní stavy únosnosti se průměrné hodnoty modulu pružnosti, modulu pružnosti ve smyku a modulu prokluzu, použité ve výpočtu konečné deformace, uvažují takto:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (8.8)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (8.9)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (8.10)$$

V prospektech výrobce spřahovacích prostředků [16] použitých v této konstrukci se uvádí, že konečný modul prokluzu betonu může být uvažován jako $E_{cm} = 9000 \text{ N/mm}^2$. Jelikož matematické vystižení změny modulu prokluzu betonu je dosti složité z důvodu interakce řady faktorů, byl pro výpočet konečných vnitřních sil a deformací použit modul prokluzu doporučený výrobcem spřahujících prostředků.

8.3 Určení spolupůsobící šířky

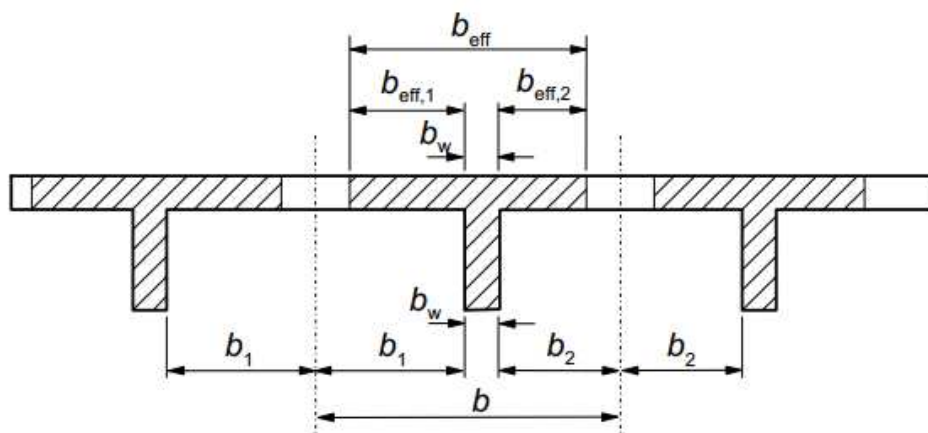
Pro spřažené dřevo-betonové T-průřezy se spolupůsobící šířka betonové desky b_{eff} obecně stanoví pomocí normy [7], a to podle vzorců:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (8.11)$$

$$b_{eff,i} = 0,2 \times b_i + 0,1 \times l_0 \quad (8.12)$$

Tyto rovnice platí v případě, že je splněna podmínka:

$$b_{eff,i} \leq 0,2 \times l_0 \leq b_i \quad (8.13)$$



Obrázek 52: Parametry pro určení spolupůsobící šířky desky

V našem případě se pro deskový most bude počítat účinná šířka pomocí normy [6], podle které je možné použít zjednodušenou analýzu. Účinná šířka se tedy vypočte takto:

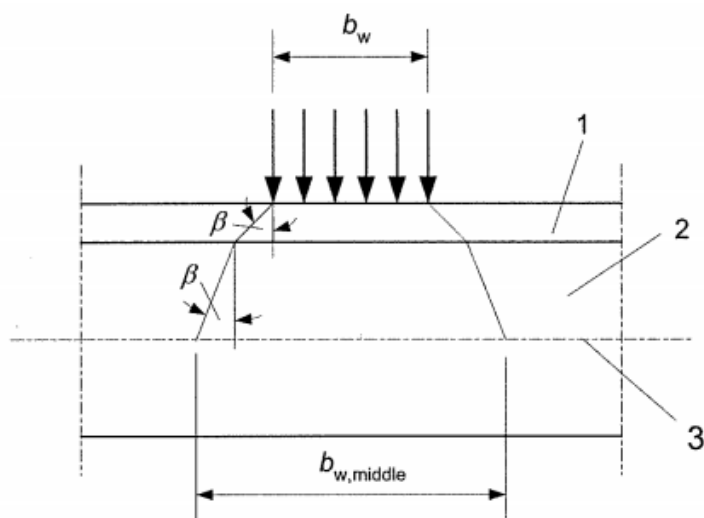
$$b_{ef} = b_{w,middle} + a \quad (8.14)$$

Šířka a se určí pomocí tabulky z výše uvedené normy.

Tabulka 10: Šířka a pro stanovení účinné šířky

System desky mostovky	a [m]
Deska mostovky lamelovaná hřebíky	0,1
Lamelace tlakem nebo lepením	0,3
Křížem lamelované dřevo	0,5
Spřažená konstrukce mostovky beton/dřevo	0,6

Při určení šířky zatížené plochy $b_{w,middle}$ se uvažuje zatížení k referenční rovině, která se nachází ve středu mostovky. Je potřeba určit roznášecí úhly β použitých materiálů, tyto úhly je možné najít v normě [6]. Šířka zatížené plochy se tedy určí dle roznášení zatížení ve vozovce, betonové desce a dřevěných nosnících.



Obrázek 53: Roznášení zatížení k referenční rovině

8.4 Stanovení účinné ohybové tuhosti dřevo-betonové konstrukce

Pro určení účinné ohybové tuhosti je nejdříve nutno stanovit účinnou rozteč spřahovacích prostředků a průřezové charakteristiky částí spřaženého průřezu, tedy plochy:

$$A_1 = b_1 \times h_1 \quad (8.15)$$

$$A_2 = b_2 \times h_2 \quad (8.16)$$

Momenty setrvačnosti se stanoví podle:

$$I_1 = \frac{1}{12} b_{eff} \times h_1^3 \quad (8.17)$$

$$I_2 = \frac{1}{12} b_{eff} \times h_2^3 \quad (8.18)$$

Dále je nutno stanovit polohu normálové osy k těžišti dřevo-betonového spřaženého průřezu:

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} - a_2 \quad (8.19)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2} \quad (8.20)$$

Poslední veličina potřebná k výpočtu účinné ohybové tuhosti se nazývá součinitel smykového tření. Určí se dle vzorce jako:

$$\gamma_2 = 1 \quad (8.21)$$

$$\gamma_i = \left(\pi^2 \frac{E_i A_i s_i}{K_i I_i^2} \right)^{-1} \quad (8.22)$$

Účinná ohybová tuhost je dána vztahem:

$$(EI)_{ef} = \sum (E_i \times I_i + \gamma_i \times E_i \times A_i \times a_i^2) \quad (8.23)$$

Je nutné zdůraznit, že účinná ohybová tuhost se bude lišit jak pro mezní stav únosnosti, tak pro mezní stav použitelnosti, a to z důvodu rozdílných modulů prokluzu spřahovacího prostředku (K_{ser} pro MSP a K_u pro MSÚ). Hodnotu K_{ser} pro spojovací prostředky lze určit z tabulky níže.

Tabulka 11: Hodnoty K_{ser}

Typ spojovacího prostředku	K_{ser}
Kolíky Svorníky s nebo bez vůle ^a Vruty Hřebíky (s předvrtáním)	$\rho_m^{1,5} d/23$
Hřebíky (bez předvrtání)	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/30$
Sponky	$\rho_m^{1,5} d^{0,8}/80$
Prstencový hmoždík typu A podle EN 912 Talířový hmoždík typu B podle EN 912	$\rho_m d_c/2$
Zazubené hmoždíky:	
– Hmoždíky typu C1 až C9 podle EN 912	$1,5\rho_m d_c/4$
– Hmoždíky typu C10 až C11 podle EN 912	$\rho_m d_c/2$
^a Vůle se má přidat k přetvoření odděleně.	

8.5 Normálové napětí

Normálové napětí se stanovuje pro krajní vlákna průřezu. Hodnota tohoto napětí se získá součtem napětí v těžištní ose dané části průřezu a krajních vláken.

$$\sigma_{i,d} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{ef}} E_i \gamma_i a_i \quad (8.24)$$

$$\sigma_{m,i,d} = \frac{M_{Ed}}{(EI)_{ef}} E_i \frac{h_i}{2} \quad (8.25)$$

Hodnotu tlakového normálového napětí v betonové desce získáme rovnicí:

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{m,1,d} + \sigma_{1,d} \quad (8.26)$$

Hodnotu tahového normálového napětí v dolních vláknech získáme rovnicí:

$$\sigma_{t,d} = \sigma_{m,2,d} + \sigma_{2,d} \quad (8.27)$$

Dřevěné nosníky je také nutné posoudit na tlak kolmo k vláknům v místě uložení na elastomerové ložisko.

8.6 Smykové napětí

Je nutné stanovit smykové napětí v dřevěném průřezu pro posudek mezního stavu únosnosti:

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \frac{E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{ef}} \times V_{Ed} \quad (8.28)$$

8.7 Posouzení spojovacího prostředku

Jelikož spřahovací prostředky pracují na principu příhradoviny, uvažujeme vznik pouze osových sil. Vrutý se tedy musí posoudit na vytažení ze dřeva:

$$F_{ax,\alpha,Rk} = n_{ef} \times (\pi \times d \times l_{ef})^{0,8} f_{ax,\alpha,k} \quad (8.29)$$

$$f_{ax,\alpha,k} = \frac{f_{ax,k}}{\sin^2 \alpha + 1,5 \cos^2 \alpha} \quad (8.30)$$

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \rho_k^{1,5} \quad (8.31)$$

8.8 Posouzení železobetonové desky

Návrh a posudek železobetonové desky byl proveden dle normy [7]. Deska se musí posoudit na pevnost betonu v tlaku. V betonové desce vznikají i tahové síly od lokálních zatížení (nápravy zatěžovacích modelů dopravy). Výsledné tahové napětí je ale menší než návrhová pevnost betonu v tahu, lze tedy předpokládat, že toto napětí přenesete beton. Výztuž desky se proto navrhne jen pro omezení trhlin betonu, podélná výztuž se navrhuje podle vzorce:

$$A_s = k_s \times k_c \times k_{fct,eff} \times A_{ct} / \sigma_s \quad (8.32)$$

Při obvyklé praxi se pro spřažené nosníky pozemních staveb navrhuje podélná výztuž jako 0,4 % plochy betonu [18], pro zjednodušení budeme dále v této bakalářské práci vycházet z této hodnoty.

Tloušťka betonové desky se odvíjí hlavně od nutného krytí výztuže dané vztahem:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (8.33)$$

Tabulka 12: Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ pro betonářskou výztuž

Třída konstrukce	Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

U betonové desky je nutno dále dodržet tyto konstrukční zásady:

Návrh kotevní délky:

$$f_{bd} = 2,25 \times \mu_1 \times \mu_2 \times f_{ctd} \quad (8.34)$$

$$l_{bd,rqd} = \frac{\emptyset \times f_{yd}}{4f_{bd}} \quad (8.35)$$

$$l_{b,d} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \times l_{bd,rqd} \quad (8.36)$$

Minimální kotevní délka:

$$l_{bd,min} = \text{MAX}\{0,3l_{bd,rqd}; 10\emptyset; 100\} \quad (8.37)$$

Posouzení kotevní délky:

$$l_{bd,min} \leq l_{bd} \quad (8.38)$$

8.9 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Je nutno ověřit dodržení doporučených hodnot průhybů dle normy [10], pro dřevo-betonové konstrukce se musí posoudit deformace okamžité (w_{ins}) a deformace konečné (w_{fin}). Hodnoty doporučených mezních hodnot průhybů nosníku je možné nalézt v normě.

Tabulka 13: Mezní hodnoty průhybů

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Prostý nosník	ℓ/300 až ℓ/500	ℓ/250 až ℓ/350	ℓ/150 až ℓ/300
Vykonzolidované nosníky	ℓ/150 až ℓ/250	ℓ/125 až ℓ/175	ℓ/75 až ℓ/150

U mostních konstrukcí se musí posoudit také mezní průhyby způsobené pouze dopravou [6].

Tabulka 14: Mezní průhyby od dopravy

Zatížení	Rozsah mezních hodnot
Charakteristické zatížení dopravou	$l/400$ až $l/500$
Zatížení pěší dopravou a zatížení nízkou dopravou	$l/200$ až $l/400$

V mezním stavu použitelnosti by se spřažená dřevo-betonová konstrukce měla také posoudit na vlastní frekvenci a kmitání.

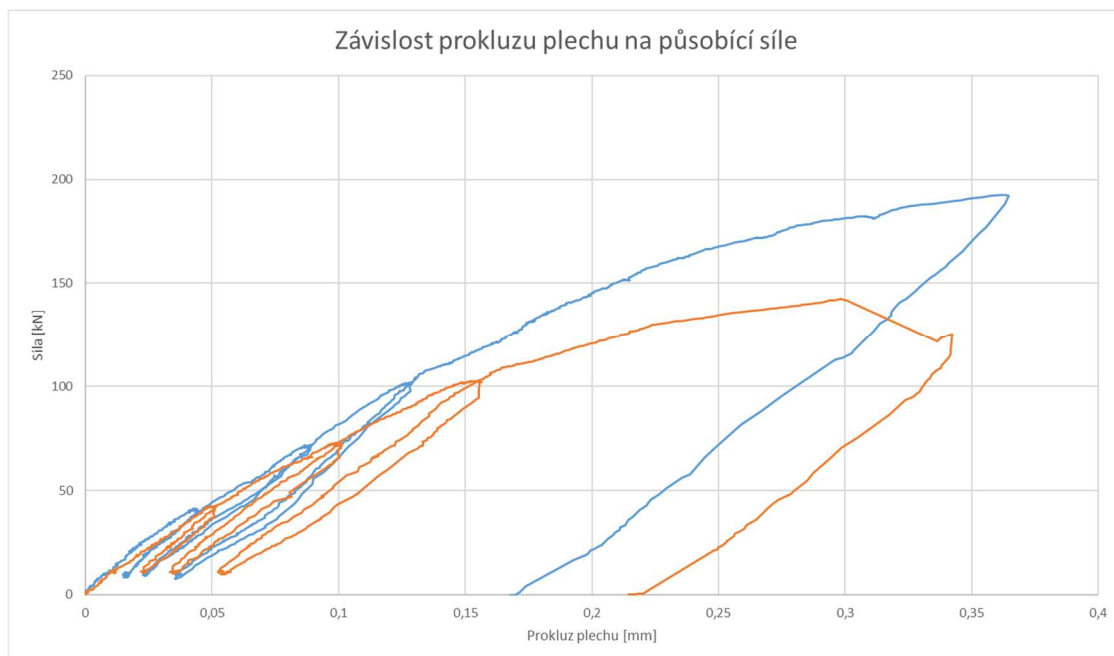
9 EXPERIMENTÁLNÍ OVĚŘENÍ ALTERNATIVNÍHO ŘEŠENÍ

Spřahování dřevo-betonových konstrukcí existuje mnoho typů a stále přibývají další. Nový typ spřahování dřevo-betonových konstrukcí se zkouší v ostravské pobočce TZÚS Praha, s. p. Pro spřáhnutí betonové desky s dřevěnými nosníky se v tomto případě používají speciální ocelové plechy.



Obrázek 54: Zkouška dřevo-betonové konstrukce

Velikost spolupůsobení mezi dřevem a betonem závisí na prokluzu, který spřahující prostředky umožňují. Čím větší prokluz, tím méně beton a dřevo mezi sebou spolupůsobí. A právě již výše zmíněný nový typ spřažení má zlepšit spolupůsobení betonu a dřeva omezením prokluzu mezi těmito 2 materiály.



Obrázek 55: Graf závislosti prokluzu plechu na působící síle

Na Obrázek 55 je vidět, že i tento nový typ spřahovacího prostředku zcela nezamezí prokluzu mezi betonem a dřevem zcela. Prokluz je zpočátku lineárně závislý na působící síle (do 100 kN), poté prokluz začíná narůstat. Z hodnot obdržných na základě zkoušek byl vypočten modul prokluzu na jeden spřahovací plech, $K_{ser} = 208 \text{ MN/m}$.

10 ZÁVĚR

V rámci této bakalářské práce byl proveden návrh a posudek spřažené dřevo-betonové mostní konstrukce na mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti dle platných norem.

V úvodních kapitolách práce byla stručně popsána historie a typy dřevěných mostů a lávek. Dále byla vypracována rešerše spřažených dřevo-betonových konstrukcí.

Následující kapitoly byly již zaměřeny na konkrétní návrh konstrukčního řešení mostní konstrukce. Na základě informací o stávajícím mostu byly vypracovány 3 varianty řešení. Po porovnání vlastností, deformací a vnitřních sil získaných ze zjednodušených výpočtových modelů jednotlivých variant byla vybrána ta nejvhodnější. Dle této varianty byla následně navržena vhodná mostní konstrukce. Dalšími výpočty byla stanovena stálá a proměnná zatížení působící na mostní konstrukci.

Další část bakalářské práce se věnuje tvorbě 3D výpočtového modelu. Byly vytvořeny 2 varianty výpočtových modelů, posléze byl vybrán model, který více odpovídal ručnímu výpočtu. Na tomto modelu byla následně zkoumána závislost tuhosti spřažení na průhybu konstrukce, rozdíl mezi lineárním a nelineárním výpočtem a také změna vlastní frekvence mostu v závislosti na čase.

V závěru bakalářské práce bylo vypracováno posouzení mostní konstrukce, ze kterého vyplývá, že navržená konstrukce vyhovuje na mezní stav únosnosti i mezní stav použitelnosti.

Vypracování této bakalářské práce bylo pro mne velkým přínosem, při jejím zpracování jsem získal mnoho nových podnětných informací. Práce mi umožnila hlubší vhled do problematiky spřažených dřevo-betonových konstrukcí. Získané poznatky budou cennou zkušeností pro mé další studium i profesní kariéru.

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat všem, kteří mi jakoukoliv cestou pomohli při tvorbě této bakalářské práce. Zejména pak Ing. Romanu Fojtíkovi, Ph.D. za trpělivé vedení a cenné rady během vypracování této práce. Dále pak Ing. Davidovi Mikoláškov, Ph.D. za pomoc s tvorbou výpočtového modelu.

11 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obrázek 1: Pontonový most ze starověku	13
Obrázek 2: Pons Sublicius (vlevo) a Ceasarův most přes řeku Rýn (vpravo)	14
Obrázek 3: Most KapellBrücke v Lucernu	14
Obrázek 4: Ponte deli Alpini	15
Obrázek 5: Duhový most Xidong	15
Obrázek 6: Most u Schaffhausenu	16
Obrázek 7: Portage Viaduct	16
Obrázek 8: Trámový most	17
Obrázek 9: příhradová lávka	17
Obrázek 10: Obloukový most	18
Obrázek 11: Visutá lávka	18
Obrázek 12: Ocelové spřahovací prostředky kolíkového typu	20
Obrázek 13: Speciální ocelové spřahovací prostředky	20
Obrázek 14: Průběh napětí v dřevo-betonovém průřezu	21
Obrázek 15: Most přes Dubský potok	21
Obrázek 16: Náčrt spodní stavby mostu	23
Obrázek 17: Varianta č. 1	24
Obrázek 18: Varianta č. 2	24
Obrázek 19: Varianta č. 3	25
Obrázek 20: Varianta 2 (vlevo) a Varianta 3 (vpravo)	25
Obrázek 21: Vrut spřahovacího prostředku VB 48-7,5x165	27
Obrázek 22: Spřahovací prostředek VB 48-7,5x165	27
Obrázek 23: Minimální vzdálenosti pro více spřahovacích prvků v příčném směru	27
Obrázek 24: Jednopruhová silnice	28
Obrázek 25: Schéma návrhu příčného uspořádání	28
Obrázek 26: Použití pro Model zatížení 1	31
Obrázek 27: Umístění a dimenze Modelu zatížení 2	32
Obrázek 28: Směry zatížení větrem na mostech	35
Obrázek 29: Schéma mostu	35
Obrázek 30: Modelování spřahujícího prostředku – Varianta 1	38
Obrázek 31: Boční pohled na model – Varianta 1	38
Obrázek 32: Modelování spřahujícího prostředku – Varianta 2	38
Obrázek 33: Výpočet modulu prokluzu	39

Obrázek 34: Boční pohled na model – Varianta 2	39
Obrázek 35: Zatížení výpočtových modelů pro porovnání.....	40
Obrázek 36: Graf závislosti průhybu na tuhosti spřahovacího prostředku	41
Obrázek 37: ZS2 – zatížení od římsy a zábradlí	42
Obrázek 38: ZS3 – zatížení od spádové vrstvy a vozovky	42
Obrázek 39: ZS4 – zatížení od náprav LM1 vyvolující největší ohybový moment.....	43
Obrázek 40: ZS5 – zatížení od náprav LM1 vyvolující největší reakci v podpoře	43
Obrázek 41: ZS6 – zatížení od zatěžovacích pruhů a zbytkové plochy LM1	44
Obrázek 42: ZS7 – zatížení vyvolané chodci LM1	44
Obrázek 43: ZS8 – zatížení nápravou LM2 vyvolávající největší ohybový moment...	45
Obrázek 44: ZS10 – zatížení nápravou LM2 vyvolávající největší reakci v podpoře ..	45
Obrázek 45: ZS12 – zatížení vyvolané davem lidí	46
Obrázek 46: ZS13 – zatížení větrem ve směru X.....	46
Obrázek 47: ZS15 – zatížení větrem ve směru Z.....	47
Obrázek 48: ZS17 – brzdné síly	47
Obrázek 49: První vlastní tvar – ohybový.....	49
Obrázek 50: Druhý vlastní tvar – torzní.....	49
Obrázek 51: Třetí vlastní tvar – ohybový	50
Obrázek 52: Parametry pro určení spolupůsobící šířky desky	52
Obrázek 53: Roznášení zatížení k referenční rovině.....	53
Obrázek 54: Zkouška dřevo-betonové konstrukce.....	57
Obrázek 55: Graf závislosti prokluzu plechu na působící síle	58

12 SEZNAM TABULEK

Tabulka 1: Porovnání Varianty 2 a 3	26
Tabulka 2: Hodnoty regulačních součinitelů	30
Tabulka 3: Počet a šířka zatěžovacích pruhů	30
Tabulka 4: Model zatížení 1 - charakteristické hodnoty	31
Tabulka 5: Tabulka doporučených součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací ..	36
Tabulka 6: Sestavy zatížení dopravou.....	37
Tabulka 7: Porovnání výpočtových modelů s ručním výpočtem.....	40
Tabulka 8: Porovnání lineárního a nelineárního výpočtu	48
Tabulka 9: Prvních 10 frekvencí v čase	48
Tabulka 10: Šířka a pro stanovení účinné šířky	52

Tabulka 11: Hodnoty K_{ser}	54
Tabulka 12: Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ pro betonářskou výztuž.....	56
Tabulka 13: Mezní hodnoty průhybů	56
Tabulka 14: Mezní průhyby od dopravy	57

13 POUŽITÁ LITERATURA A NORMY

- [1] FOJTÍK, R., LOKAJ, A., GABRIEL J., Dřevěné mosty a lávky. Informační centrum ČKAIT.
- [2] RITTER, Michael A. Timber bridges: design, construction, inspection, and maintenance. Part I. Honolulu: University Press of the Pacific, 2005.
- [3] AGEL, Petr. Polotuhé sprážení dřevobetonových nosníků pomocí ocelových perforovaných plechů a konvexních hřebíků: autoreferát k doktorské disertační práci. Ostrava: Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava, 2017.
- [4] ČSN 1995-1-1: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2006.
- [5] ČSN 73 1702: Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2007.
- [6] ČSN 1995-2: Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 2: Mosty. Praha: ČNI, 2006.
- [7] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí. Praha: ČNI, 2006.
- [8] ČSN EN 73 6101: Projektování silnic a dálnic. Praha: ČNI, 2004.
- [9] ČSN EN 73 6201: Projektování mostních objektů. Praha: ČNI, 2008.
- [10] VZOROVÉ LISTY STAVEB POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ – VL 4 – MOSTY.
- [11] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: ČNI, 2010.

- [12] ČSN EN 1991-1-3 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. Praha: ČNI, 2005.
- [13] ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: ČNI, 2007.
- [14] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 1: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005.
- [15] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČNI, 2004.
- [16] Holz-Beton-Verbundsystem VB Technische Dokumentation. 2010. Dostupné také z:
[https://www.sfsintec.de/internet/sfsmedien.nsf/05BA3B1C7CAEF37EC125740C0056B80B/\\$FILE/VB_Tech_Doku_dt_DE_SSB_1.01.pdf](https://www.sfsintec.de/internet/sfsmedien.nsf/05BA3B1C7CAEF37EC125740C0056B80B/$FILE/VB_Tech_Doku_dt_DE_SSB_1.01.pdf)
- [17] STUDNIČKA, J. Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí: příručka k ČSN EN 1994-1-1. Praha: Pro Ministerstvo pro místní rozvoj a Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT) vydalo Informační centrum ČKAIT, 2009. Technická knižnice (ČKAIT). ISBN 978-80-87093-85-6.

14 POUŽITÉ VÝPOČTOVÉ A GRAFICKÉ PROGRAMY

Scia Engineer 17.1 (studentská verze)

AutoCAD 2016 (studentská verze)

Microsoft Office (studentská verze)

15 SEZNAM PŘÍLOH

Příloha č.1 – statický posudek pro okamžité hodnoty materiálových charakteristik

Příloha č.2 – okamžité vnitřní síly a deformace pro statický posudek

Příloha č.3 – statický posudek pro konečné hodnoty materiálových charakteristik

Příloha č.4 - konečné vnitřní síly a deformace pro statický posudek

VÝKRESY

Výkres č.1 – Náčrt příčného řezu – starý stav

Výkres č.2 – Náčrt podélného stavu – starý stav

Výkres č.3 – Příčný řez – nový stav

Výkres č.4 – Podélný stav – nový stav

Výkres č.5 – Půdorys nosné konstrukce – nový stav

Výkres č.6 – Půdorys spodní stavby – nový stav

Výkres č.7 – Horní pohled – nový stav

Výkres č.8 – Situace

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Návrh dřevo-betonové mostní konstrukce malého rozponu

Design of wood-concrete bridge construction of small span

PŘÍLOHY

Student:

Radim Mach

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Roman Fojtík, Ph.D.

Ostrava 2018

Příloha č.1 – statický posudek pro okamžité hodnoty materiálových charakteristik

Materiálové charakteristiky

Beton:

h	160	mm
f_{ck}	50	MPa
f_{cm}	60	MPa
f_{ctm}	4,1	MPa
ρ_k	2500	kg/m ³

návrhové hodnoty:

f_{cd}	33,33	MPa
$f_{ctm,d}$	2,73	MPa

Dřevo:

h	560	mm
$f_{m,k}$	32	MPa
$f_{t,0,k}$	25,6	MPa
$f_{c,90,k}$	2,5	MPa
$f_{v,k}$	3,5	MPa
ρ_k	490	kg/m ³
k_{mod}	0,7	krátkodobé zatížení
k_{def}	2	třída provozu 3, LLD
γ_m	1,25	rostlé dřevo

návrhové hodnoty:

$f_{m,d}$	17,92	MPa
$f_{t,0,d}$	14,34	MPa
$f_{v,d}$	1,96	MPa
$f_{c,90,d}$	1,40	MPa

Spojovací prostředek

l_{ef}	135	mm
úhel	45	0,785398
d	6	mm
$F_{v,k}$	18,10	kN

Výztuž B500

prumer výztuže	14	mm
rozteč	100	mm
f_{yk}	500	MPa
<u>návrhové hodnoty:</u>		
f_{yd}	434,78	MPa

MSÚ

Posudek - Maximální tahové napětí v dřevěném průřezu

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS8$

$$\sigma_{x\max} = \sigma_{t,0,d} \quad 6,04 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} \quad 14,34 \text{ MPa}$$

posudek

$$\sigma_{t,0,d} < f_{m,d}$$

6,04 < 14,34 **VYHOVUJE**

Posudek - Maximální smykové napětí v dřevěném průřezu

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS10$

$$\tau_{xy\max} = \sigma_{t,0,d} \quad 0,81 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} \quad 1,96 \text{ MPa}$$

posudek

$$\tau_{xyd} < f_{v,d}$$

0,81 < 1,96 **VYHOVUJE**

Posudek - Maximální tlakové napětí v betonové desce

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS8$

$$\sigma_{x\max} \quad -17,45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} \quad 33,33 \text{ MPa}$$

posudek

$$\sigma_{x\max} < f_{cd}$$

17,45 < 33,33 **VYHOVUJE**

Posudek - výztuže betonové desky

$$A_{skut} \quad 1710 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{req} \quad 1632 \text{ mm}^2/\text{m}$$

posudek

$$A_{req} < A_{skut}$$

1632 < 1710 **VYHOVUJE**

Návrh krytí výztuže

$$c_{min} \quad 55 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{def} \quad 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} \quad 65 \text{ mm}$$

kotevní délka

$$f_{ctk0,05} \quad 2,9 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} \quad 1,93 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} \quad 4,35 \text{ MPa}$$

$l_{b,rqr}$	349,83 mm
$l_{b,d}$	350,00 mm
$l_{b,min}$	140,00 mm

posudek	$l_{b,min} < l_{b,d}$	
	140 < 350	VYHOVUJE

Posudek - Únosnost vrutů na vytažení

rozhodující kombinace: 1,35*ZS1 + 1,35*ZS2 + 1,35*ZS3 + 1,35*ZS8

N_{edmax}	7,09 kN
$f_{ax,k}$	39,05 N/mm ²
$f_{ax,\alpha,k}$	26,03 N/mm ²
n_{ef}	4
$F_{ax,\alpha,Rk}$	53,24 kN
$F_{ax,\alpha,Rd}$	29,82 kN

posudek	$N_{edmax} < F_{ax,\alpha,Rd}$	
	7,09 < 29,82	VYHOVUJE

Posudek - Únosnost elastomerového ložiska

rozhodující kombinace: 1,35*ZS1 + 1,35*ZS2 + 1,35*ZS3 + 1,35*ZS10

R_{zmax}	62,62 kN	
F_{Rd}	1079 kN	150*100

posudek	$R_{zmax} < F_{Rd}$	
	62,62 < 1079	VYHOVUJE

Posudek - Únosnost dřevěného nosníku kolmo k vláknům

rozhodující kombinace: 1,35*ZS1 + 1,35*ZS2 + 1,35*ZS3 + 1,35*ZS10

R_{zmax}	62,62 kN	
velikost ložiska [mm]	200	x 250
tlak na ložisko, $\sigma_{c,90,d}$	1,25 MPa	

posudek	$\sigma_{c,90,d} < f_{c,90,d}$	
	1,25 < 1,40	VYHOVUJE

MSP

Posudek - winst

rozhodující kombinace: ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS8

w_{inst}	7,8 mm
------------	--------

délka mostu - L 9,5 m
 $w_{inst,dov} - 1/500 \cdot L$ 19 mm

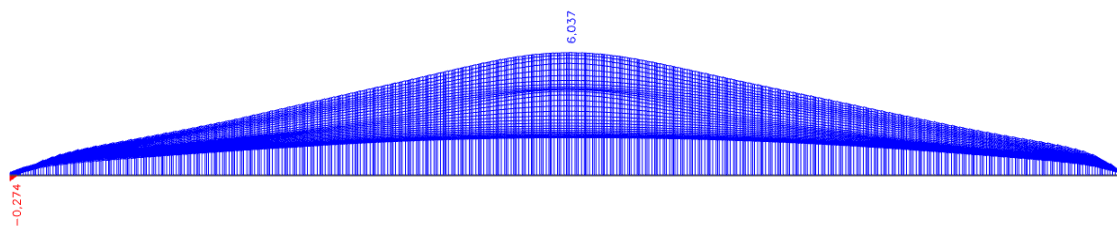
posudek $w_{inst} < w_{inst,dov}$
7,80 < 19,00 **VYHOVUJE**

průhyby zatížení dopravou

rozhodující kombinace: ZS8
 w_{isnt} 4,9 mm
délka mostu 9,5 m
 $w_{ints,dov} - 1/500 \cdot L$ 19 mm

posudek $w_{inst} < w_{inst,dov}$
4,90 < 19,00 **VYHOVUJE**

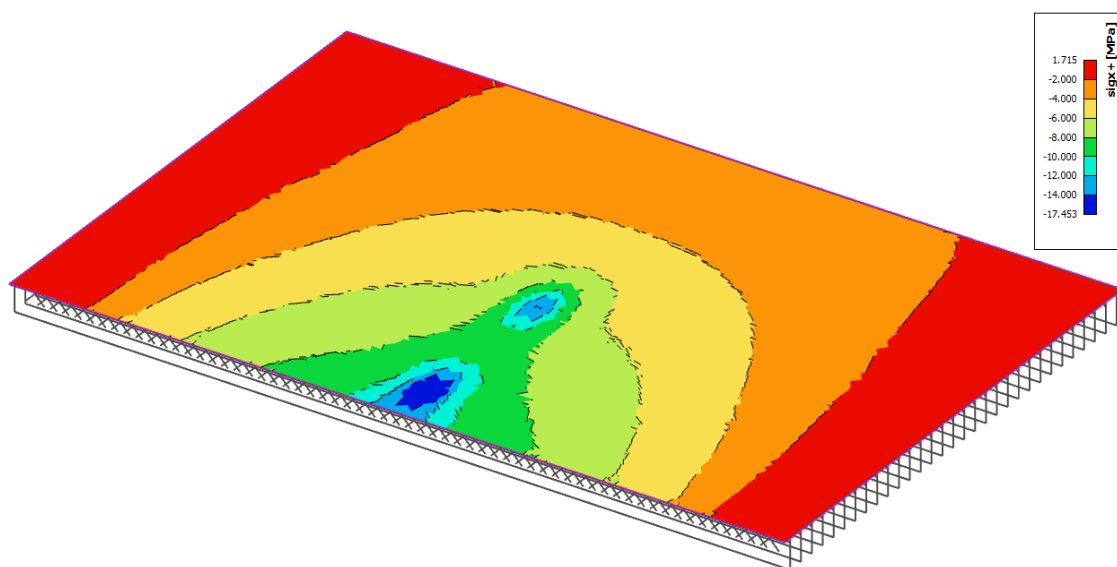
Příloha č.2 – okamžité vnitřní síly a deformace pro statický posudek



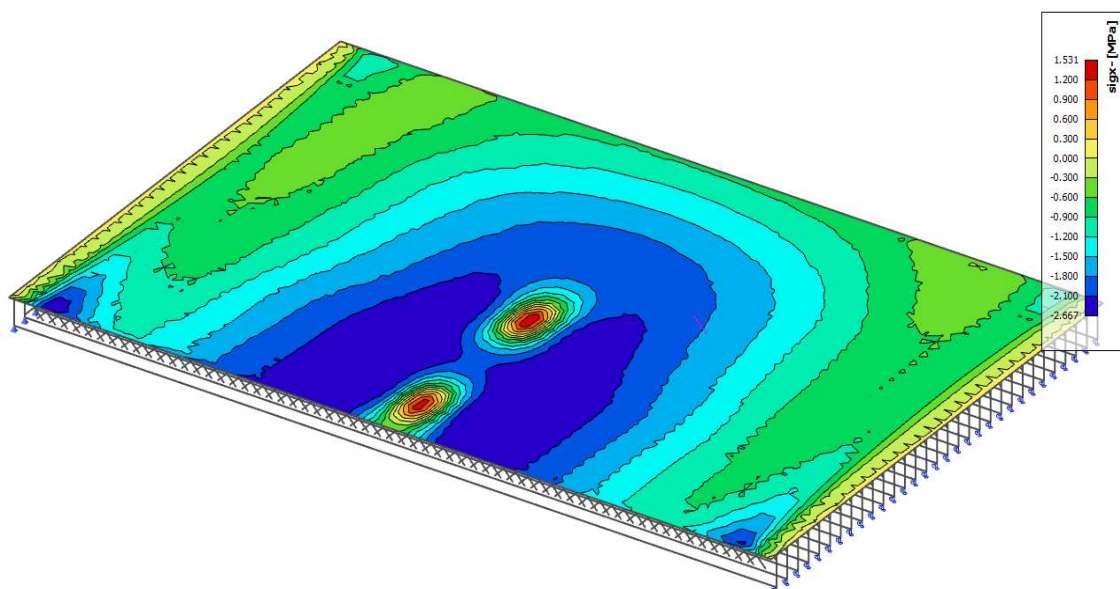
Normálové napětí na spodních vláknech dřevěných nosníků



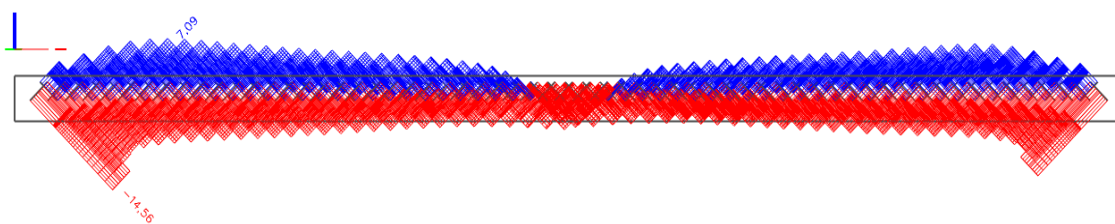
Smykové napětí v dřevěném průřezu



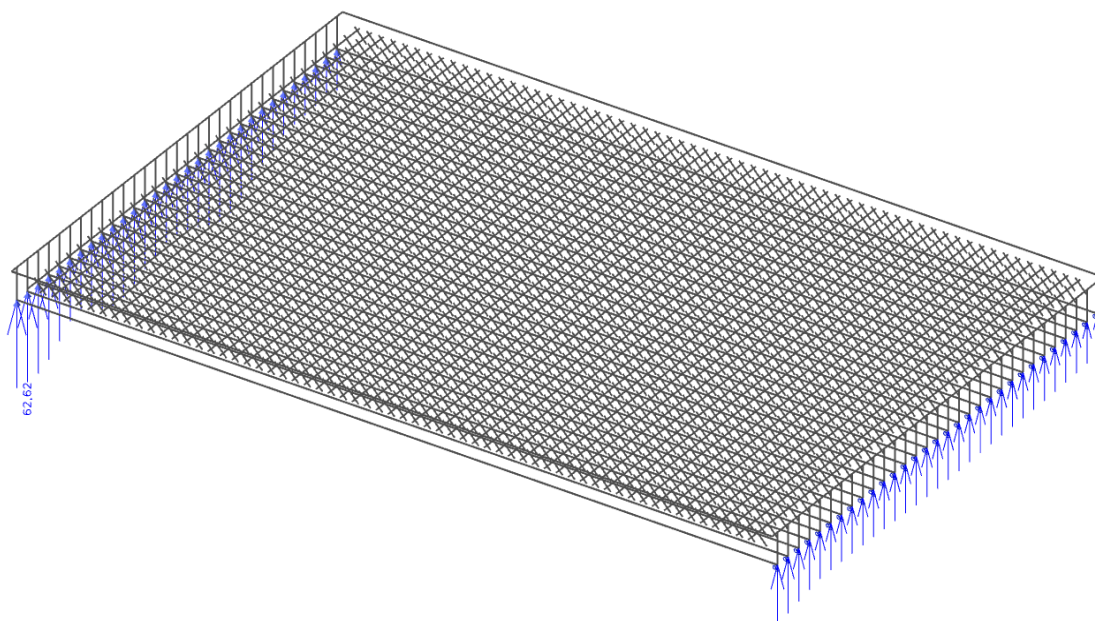
Normálové napětí v horních vláknech betonové desky



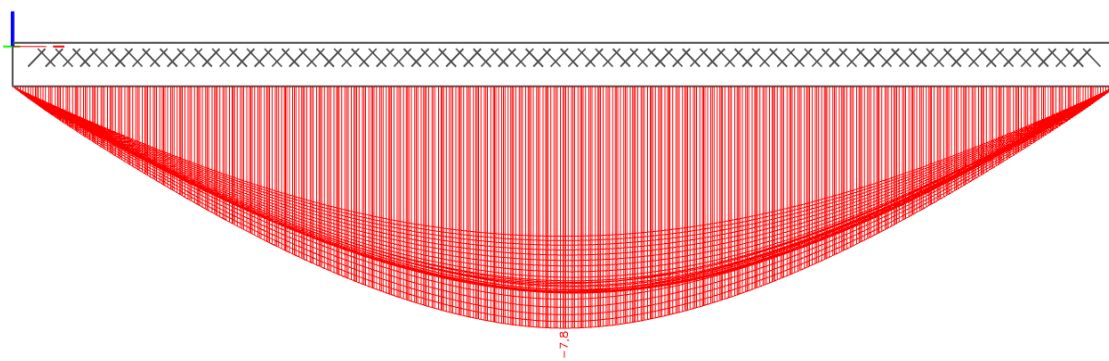
Normálové napětí ve spodních vláknech betonové desky



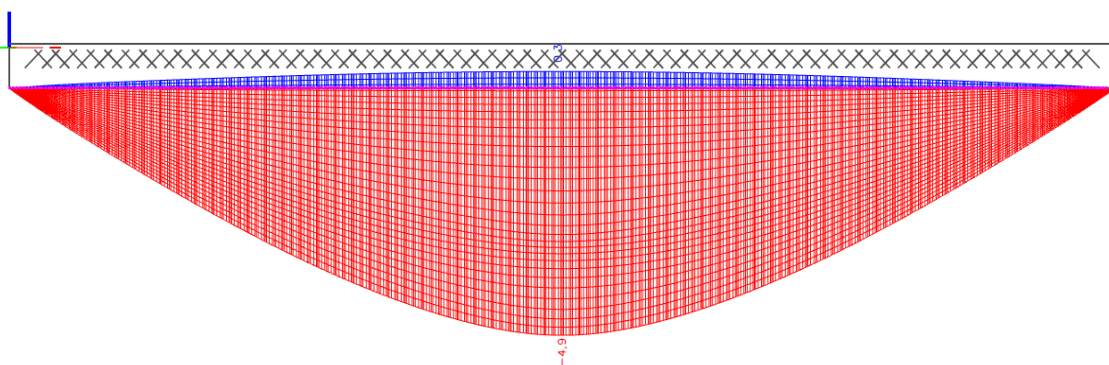
Normálové síly ve vrutech spřahovacích prostředků



Reakce v podporách



Celkový průhyb konstrukce



Průhyb konstrukce od zatížení dopravou

Příloha č.3 – statický posudek pro konečné hodnoty materiálových charakteristik

Materiálové charakteristiky

Beton:

h	160	mm
f_{ck}	50	MPa
f_{cm}	60	MPa
f_{ctm}	4,1	MPa
ρ_k	2500	kg/m ³

návrhové hodnoty:

f_{cd}	33,33	MPa
$f_{ctm,d}$	2,73	MPa

Dřevo:

h	560	mm
$f_{m,k}$	32	MPa
$f_{t,0,k}$	25,6	MPa
$f_{c,90,k}$	2,5	MPa
$f_{v,k}$	3,5	MPa
ρ_k	490	kg/m ³
k_{mod}	0,7	krátkodobé zatížení
k_{def}	2	třída provozu 3, LLD
γ_m	1,25	rostlé dřevo

návrhové hodnoty:

$f_{m,d}$	17,92	MPa
$f_{t,0,d}$	14,34	MPa
$f_{v,d}$	1,96	MPa
$f_{c,90,d}$	1,40	MPa

Spojovací prostředek

l_{ef}	135	mm	0,785398163 rad
úhel	45	°	
d	6	mm	
$F_{v,k}$	18,1	kN	

Výztuž B500

prumer výztuže	14	mm
rozteč	100	mm
f_{yk}	500	MPa
<u>návrhové hodnoty:</u>		
f_{yd}	434,78	MPa

MSÚ

Posudek - Maximální tahové napětí v dřevěném průřezu

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS8$

$\sigma_{x\max} = \sigma_{t,0,d}$ 6,45 MPa

$f_{t,0,d}$ 14,34 MPa

posudek

$\sigma_{t,0,d} < f_{m,d}$
6,45 < 14,34 **VYHOVUJE**

Posudek - Maximální smykové napětí v dřevěném průřezu

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS10$

$\tau_{xy\max} = \sigma_{t,0,d}$ 0,80 MPa

$f_{v,d}$ 1,96 MPa

posudek

$\tau_{xyd} < f_{v,d}$
0,80 < 1,96 **VYHOVUJE**

Posudek - Maximální tlakové napětí v betonové desce

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS8$

$\sigma_{x\max}$ -14,754 MPa

f_{cd} 33,33 MPa

posudek

$\sigma_{x\max} < f_{cd}$
14,75 < 33,33 **VYHOVUJE**

Posudek - Únosnost vrutů na vytažení

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS8$

$N_{ed\max}$ 6,41 kN

$f_{ax,k}$ 39,05 N/mm²

$f_{ax,\alpha,k}$ 25,02 N/mm²

n_{ef} 4

$F_{ax,\alpha,Rk}$ 51,18 kN

$F_{ax,\alpha,Rd}$ 28,66 kN

posudek

$N_{ed\max} < F_{ax,\alpha,Rd}$
6,41 < 28,66 **VYHOVUJE**

Posudek - Únosnost elastomerového ložiska

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS10$

R_{zmax}	66,05	kN
F_{Rd}	1079	kN

posudek	$R_{zmax} < F_{Rd}$	
	66,05	< 1079,00 VYHOVUJE

Posudek - Únosnost dřevěného nosníku kolmo k vláknům

rozhodující kombinace: $1,35 \cdot ZS1 + 1,35 \cdot ZS2 + 1,35 \cdot ZS3 + 1,35 \cdot ZS10$

R_{zmax}	66,05	kN
velikost ložiska [mm]	200	x 250
tlak na ložisko, $\sigma_{c,90,d}$	1,32	MPa

posudek	$\sigma_{c,90,d} < f_{c,90,d}$	
	1,32	< 1,40 VYHOVUJE

MSP

Posudek - w_{fin}

rozhodující kombinace: $ZS1 + ZS2 + ZS3 + ZS8$

w_{fin}	24,3	mm
délka mostu - L	9,5	m
$w_{fin,dov} - 1/350 \cdot L$	27,14	mm

posudek	$w_{fin} < w_{fin,dov}$	
	24,30	< 27,14 VYHOVUJE

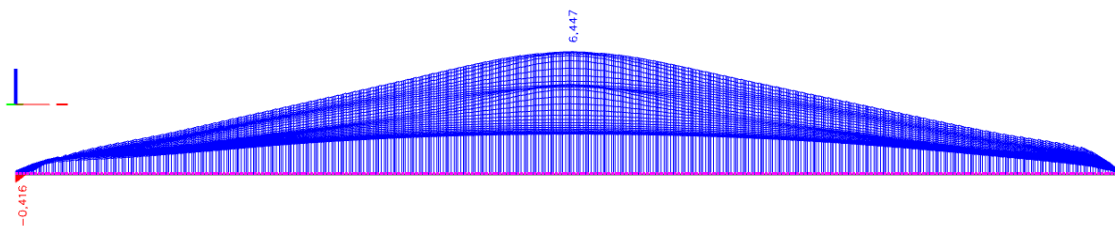
průhyby zatížení dopravou

rozhodující kombinace: $ZS8$

w_{fin}	15,2	mm
délka mostu	9,5	m
$w_{fin,dov} - 1/500 \cdot L$	19	mm

posudek	$w_{fin} < w_{fin,dov}$	
	15,20	< 19,00 VYHOVUJE

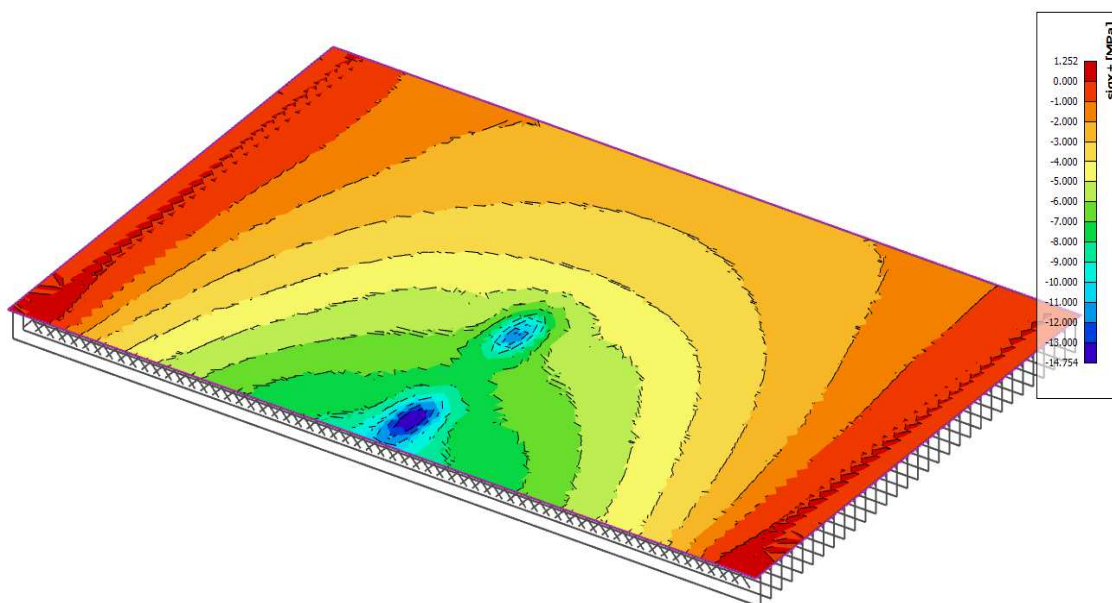
Příloha č.4 - konečné vnitřní síly a deformace pro statický posudek



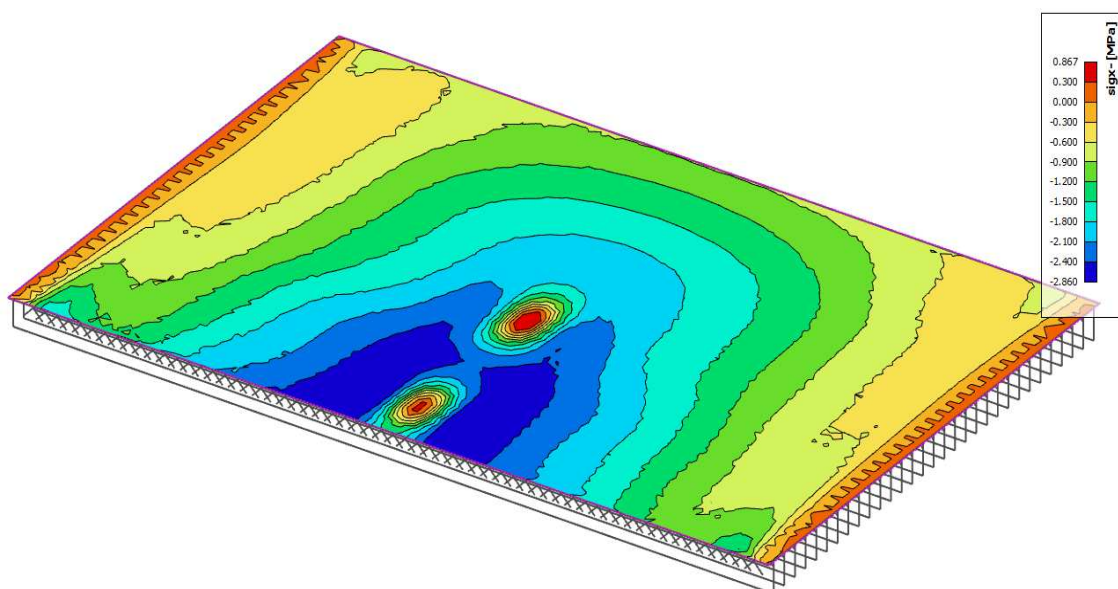
Normálové napětí na spodních vláknech dřevěných nosníků



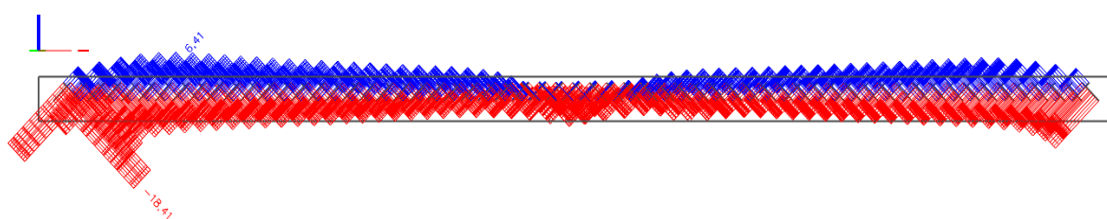
Smykové napětí v dřevěném průřezu



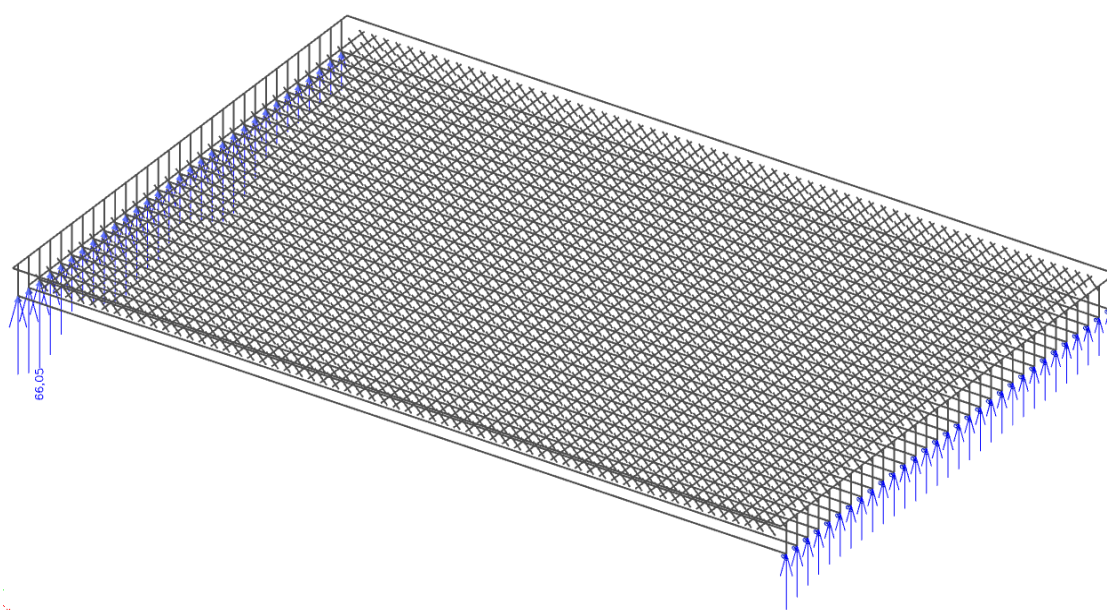
Normálové napětí v horních vláknech betonové desky



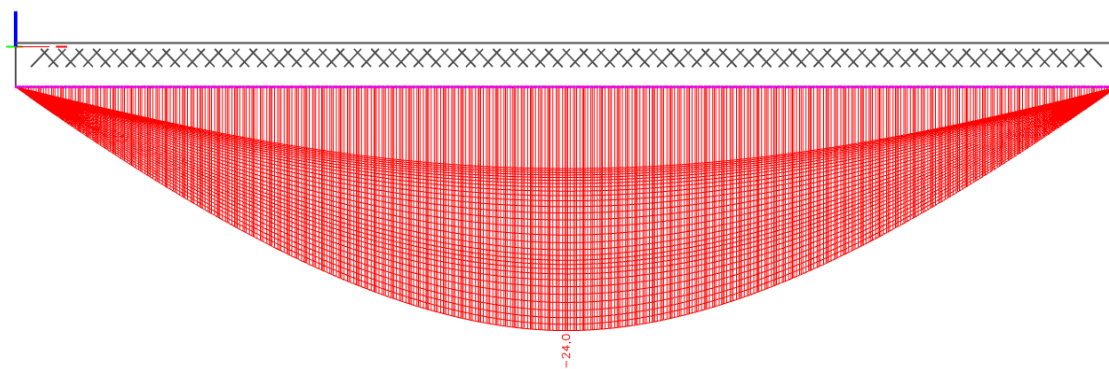
Normálové napětí ve spodních vláknech betonové desky



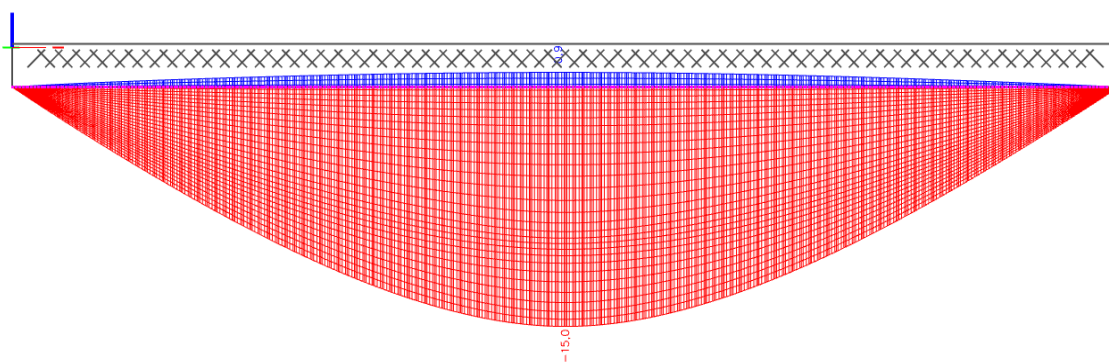
Normálové síly ve vrstech spřahovacích prostředků



Reakce v podporách



Celkový průhyb konstrukce



Průhyb konstrukce od zatížení dopravou